

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí staveb

Železobetonový skelet na poddolovaném území s respektováním seismického
zatížení

Design of a frame structure building from reinforced concrete with respect to the
effects of undermining and seismicity

Student:

Bc. Filip Bahr

Vedoucí diplomové práce:

doc. Ing. Karel Kubečka, Ph.D.

Ostrava 2012

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě dne 30. 11. 2012

.....

Podpis

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́доміі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́доміі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

Na tomto místě bych rád poděkoval doc. Ing. Karlu Kubečkovi, Ph.D. za cenné rady a vstřícný přístup, kterým přispěl k vypracování této diplomové práce.

Anotace:

BAHR, Filip. *Železobetonový skelet na poddolovaném území s respektováním seismického zatížení*. 2012, 127 stran formátu A4.

Tato diplomová práce se zabývá návrhem monolitického železobetonového skeletu v oblasti zasažené důlní činností se současným působením seismických vlivů. Úvodní část je věnována objasnění problematiky poddolování a seismicity. V praktické části je proveden návrh a posouzení vybraných prvků konstrukce na mezní stav únosnosti. Na základě těchto výpočtů je v závěru provedeno ekonomické srovnání skeletu v podmínkách mimo seismickou oblast a mimo území zasažené důlními vlivy vůči skeletu, který těmito účinky zasažen je.

Klíčová slova:

Železobetonový skelet, poddolované území, seismické zatížení, ekonomické srovnání

Annotation:

BAHR, Filip. *Design of a frame structure building from reinforced concrete with respect to the effects of undermining and seismicity*. 2012, 127 A4 pages.

This thesis deals with the design of monolithic reinforced concrete frame in the area affected by mining activities to the simultaneous action of seismic effects. The first part is devoted to clarify the issue of undermining and seismicity. In the practical part the design and assessment of selected elements of the structure at the ultimate limit state and serviceability. Based on this calculation is performed at the end of economic comparison of buildings in seismic conditions outside the region and outside influences affected the mine to the skeleton, which is located under normal conditions.

Key words:

Reinforced concrete frame, undermining area, seismicity load, economic compariso

Obsah

| | |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| Seznam použitého značení | 10 |
| 1 Úvod..... | 11 |
| 2 Metodika a cíl práce..... | 12 |
| 3 Poddolovaná území | 13 |
| 3.1 Poklesová kotlina | 14 |
| 3.2 Staveniště na poddolovaném území..... | 15 |
| 3.3 Zatížení a jeho odezva na konstrukce | 16 |
| 3.3.1 Účinky poklesů a vodorovných posuvů terénu | 16 |
| 3.3.2 Účinky vodorovných přetvoření terénu..... | 16 |
| 3.3.3 Účinky naklonění terénu | 17 |
| 3.3.4 Účinky zakřivení terénu | 18 |
| 3.4 Konstrukční zásady | 19 |
| 4 Seismicita..... | 21 |
| 4.1 Zemětřesení v České republice | 21 |
| 4.2 Seizmické zatížení a jeho odezva | 23 |
| 4.2.1 Základové podmínky..... | 23 |
| 4.2.2 Vyjádření seizmického zatížení | 24 |
| 4.2.3 Návrhové spektrum pro výpočet v pružné oblasti..... | 25 |
| 4.3 Požadavky na konstrukce..... | 26 |
| 4.3.1 Konstrukční jednoduchost..... | 27 |
| 4.3.2 Rovnoměrnost, symetrie a redundance (zvýšená odolnost)..... | 27 |
| 4.3.3 Obousměrná odolnost a tuhost | 28 |
| 4.3.4 Torzní odolnost a tuhost..... | 28 |
| 4.3.5 Tuhé (diafragmatické) chování v úrovni stropu | 28 |
| 4.3.6 Odpovídající založení..... | 29 |

| | | |
|-------|-----------------------------------------------------------|----|
| 4.3.7 | Primární a sekundární seizmické prvky | 29 |
| 4.4 | Výpočet konstrukce odolávající seizmickému zatížení | 29 |
| 4.4.1 | Metoda výpočtu pomocí příčných sil | 30 |
| 4.4.2 | Mezní stavy | 31 |
| 4.5 | Zvláštní pravidla pro pozemní betonové stavby | 32 |
| 4.5.1 | Součinitel duktility | 33 |
| 4.5.2 | Materiál | 34 |
| 4.5.3 | Nosníky | 34 |
| 4.5.4 | Sloupy..... | 34 |
| 4.5.5 | Duktilní stěny | 34 |
| 4.6 | Systém zakládání | 34 |
| 5 | Rozbor zájmového území | 35 |
| 5.1 | Geologické poměry | 35 |
| 5.2 | Hydrogeologické poměry | 36 |
| 5.3 | Výsledky inženýrsko-geologického průzkumu | 37 |
| 6 | Popis navrhovaného objektu | 39 |
| 6.1 | Konstrukční systém..... | 40 |
| 6.2 | Výpočtový model..... | 41 |
| 7 | Zatížení | 43 |
| 7.1 | Stálá zatížení | 43 |
| 7.1.1 | Střešní plášť..... | 43 |
| 7.1.2 | Podlaha | 43 |
| 7.1.3 | Podhled..... | 44 |
| 7.1.4 | Schodiště | 44 |
| 7.1.5 | Výplňové zdivo | 44 |
| 7.2 | Užitné zatížení | 45 |

| | | |
|--------|----------------------------------------------------|----|
| 7.3 | Zatížení sněhem | 46 |
| 7.4 | Zatížení větrem | 47 |
| 7.4.1 | Zatížení střechy | 50 |
| 7.4.2 | Zatížení stěny | 50 |
| 7.5 | Zatížení zemním tlakem..... | 51 |
| 7.6 | Zatížení poddolováním | 51 |
| 7.6.1 | Zatížení vodorovným přetvořením terénu..... | 52 |
| 7.6.2 | Zatížení nakloněním terénu..... | 57 |
| 7.6.3 | Zatížení zakřivením terénu..... | 57 |
| 7.7 | Seizmické zatížení | 58 |
| 7.7.1 | Výpočet účinků zatížení metodou příčných sil | 58 |
| 7.7.2 | Torzní účinky | 62 |
| 7.7.3 | Výpočet mezidpolažního posunu | 62 |
| 7.7.4 | Účinky 2. řádu | 64 |
| 7.8 | Zatěžovací stavy | 64 |
| 7.9 | Vnitřní síly | 66 |
| 8 | Stabilita konstrukce..... | 67 |
| 9 | Posouzení základové půdy | 68 |
| 10 | Návrh a posouzení konstrukcí..... | 69 |
| 10.1 | Materiálové charakteristiky | 69 |
| 10.1.1 | Beton | 69 |
| 10.1.2 | Ocel | 69 |
| 10.2 | Mezní stav únosnosti | 70 |
| 10.2.1 | Stropní deska | 70 |
| 10.2.2 | Průvlak..... | 78 |
| 10.2.3 | Sloup..... | 97 |

| | | |
|--------|-------------------------------------------------------------|-----|
| 10.2.4 | Podmínky pro prvky navrhované na vliv seizmicity | 113 |
| 11 | Ekonomické srovnání | 115 |
| 11.1 | Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na stropní desku..... | 115 |
| 11.2 | Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na průvlak | 115 |
| 11.3 | Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na sloup | 116 |
| 11.4 | Cenový rozdíl..... | 116 |
| 11.4.1 | Cenový rozdíl stropní desky D1 | 116 |
| 11.4.2 | Cenový rozdíl průvlaku P1 | 117 |
| 11.4.3 | Cenový rozdíl sloupu S1 | 118 |
| 12 | Závěr | 119 |
| 13 | Seznam použité literatury | 121 |
| 14 | Seznam tabulek | 124 |
| 15 | Seznam obrázků | 126 |
| 16 | Seznam příloh | 128 |

Seznam použitého značení

cca – cirka

č. – číslo

m. n. m. – metrů nad mořem

parc. – parcela

resp. - respektive

Kč – korun českých

EPS - expandovaný polystyrén

NP - nadzemní podlaží

Ostatní značení, které zde není uvedeno a je použito v této práci, je v souladu s platnými normami, které jsou citovány na konci tohoto textu.

1 Úvod

Vzhledem k rostoucí poptávce po energiích a problémům s dodávkami ropy a zemního plynu, je hlubinná těžba užitkových nerostů na začátku nové konjunktury. Ani rozvoj jaderné energetiky a dalších způsobů získávání energie, je v uplynulých desetiletích nevytlačilo z pozice klíčové suroviny pro výrobu elektrické energie. Toto bude mít za následek jediné a to zvýšení počtu území, která budou v dosahu účinků hlubinné těžby. Nalézání oblastí pro stavební činnost, které nebudou v tomto dosahu, tak bude postupem času stále složitější. Právě z tohoto důvodu bude kladen stále větší nárok na využívání území zasažených poddolováním a to nejen z hlediska návratu života do těchto oblastí, ale zejména technického řešení staveb v těchto oblastech. Návrh nosných konstrukcí v těchto oblastech je specifickým oborem navrhování staveb, o kterém doposud nemáme mnoho informací.

Pro stále zvětšující se počet obyvatel nejen velkých měst, ale i předměstí a malých obcí je důležité, čím dál tím víc dbát na rozšiřování nové výstavby a návrat života do míst zasažených důlní činností.

2 Metodika a cíl práce

Problematika poddolování je úzce spjata s regionem, který je důvěrně známý nejen mě, jakožto obyvateli této oblasti, ale také Vysoké škole báňské, která v této oblasti nejen sídlí, ale jejíž první založená fakulta je zaměřena právě na důlní činnost. Toto téma jsem si ovšem pro svou práci vybral především proto, že ekonomické srovnání stavby ležící v oblasti s minimální seismicitou a mimo území zasažené důlními vlivy, může jistou měrou přispět novými informacemi k této problematice a tím pomoci s návratem života do těchto oblastí.

Cílem této diplomové práce je provedení statického výpočtu železobetonového monolitického skeletu a dimenzování vybraných prvků konstrukce na území zasaženého důlní činností se současným působením seizmických vlivů a dále jeho ekonomické srovnání s variantou bez seizmických vlivů a vlivů poddolování

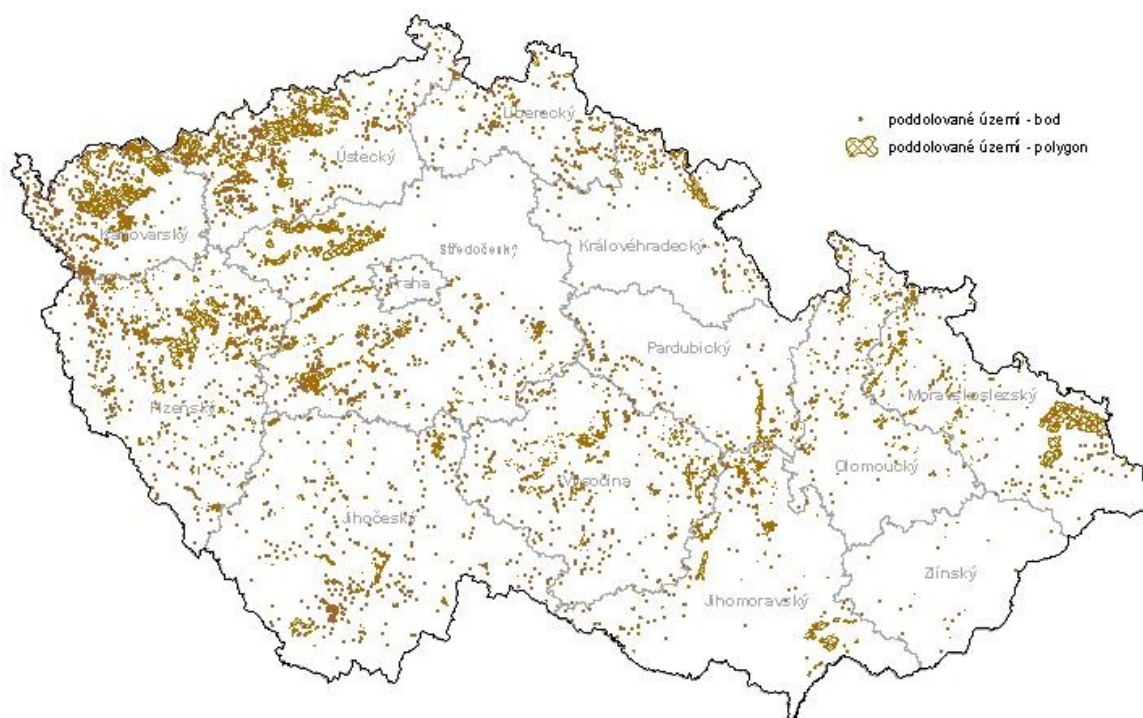
Práce je členěna do tří částí. První, teoretická část, se zabývá teoretickým rozбором účinků poddolování a seismicity, podmínkami návrhu konstrukce v těchto oblastech a účinky jednotlivých deformací terénu na konstrukce. V teoretické části budou dále vyhodnoceny výsledky inženýrsko-geologického průzkumu v zájmové oblasti a bude navrhována dispozice objektu.

V praktické části bude provedeno stavebně technické řešení objektu a to konkrétně návrh a posouzení nosných částí konstrukčního systému jak v oblastech zasažených účinky poddolování se současným působením seizmických vlivů, tak v oblastech mimo účinky těchto vlivů. V návrhu, budou zohledněny poznatky vyplývající z teoretické části této práce a navržena konstrukční řešení, která by měla být uplatněna v případné realizaci uvažovaného objektu.

Závěrečná část se zabývá ekonomickým srovnáním daných variant a shrnutím dosažených závěrů.

3 Poddolovaná území

Od poloviny 19. století se stává Ostravsko a Karvinsko se svými ložisky kvalitního černého uhlí industrializujícím se regionem. Získává podobu průmyslové oblasti s dominancí báňského, hutního a chemického průmyslu. Všechny tyto aktivity a zvláště těžba uhlí, přitom výrazně mění krajinu Ostravska a Karvinska. Hlubinná těžba černého uhlí se v krajině projevuje specifickým způsobem. Primárně se jedná o vznik antropogenních tvarů reliéfu přímo spojených s hornickou činností v těchto oblastech a to především o tvorbu poklesové kotliny, sekundárně pak jde o změnu krajinného pokryvu přímo nesouvisející s těžbou. Objekty na poddolovaném území jsou vystaveny vlivu deformací terénu, ty se mohou projevit v případě spojitého přetváření terénu jako nahodilá dlouhodobá zatížení stavebních konstrukcí od nerovnoměrných přetvoření základové půdy a v případě nespojitých přetvoření terénu jako nahodilá mimořádná zatížení.



Obrázek 1 Poddolovaná území v České republice

Zdroj: www.geofond.cz

Jako závazný projekční podklad ve smyslu horního a stavebního zákona slouží tzv. báňské podmínky. Tyto podmínky se využívají pro zajištění objektu proti účinkům poddolování a stanovení předpokládaných povrchových projevů důlní činnosti při dobývání ložiska hlubinným způsobem. Z hlediska spojitých a nespojitých přetvoření terénu nám určují časové a geometrické charakteristiky přetváření terénu, potřebné pro

spolehlivý návrh stavebního objektu. Při spojitém přetvoření terénu jsou na základě báňského posudku uváděny tyto parametry: [11]

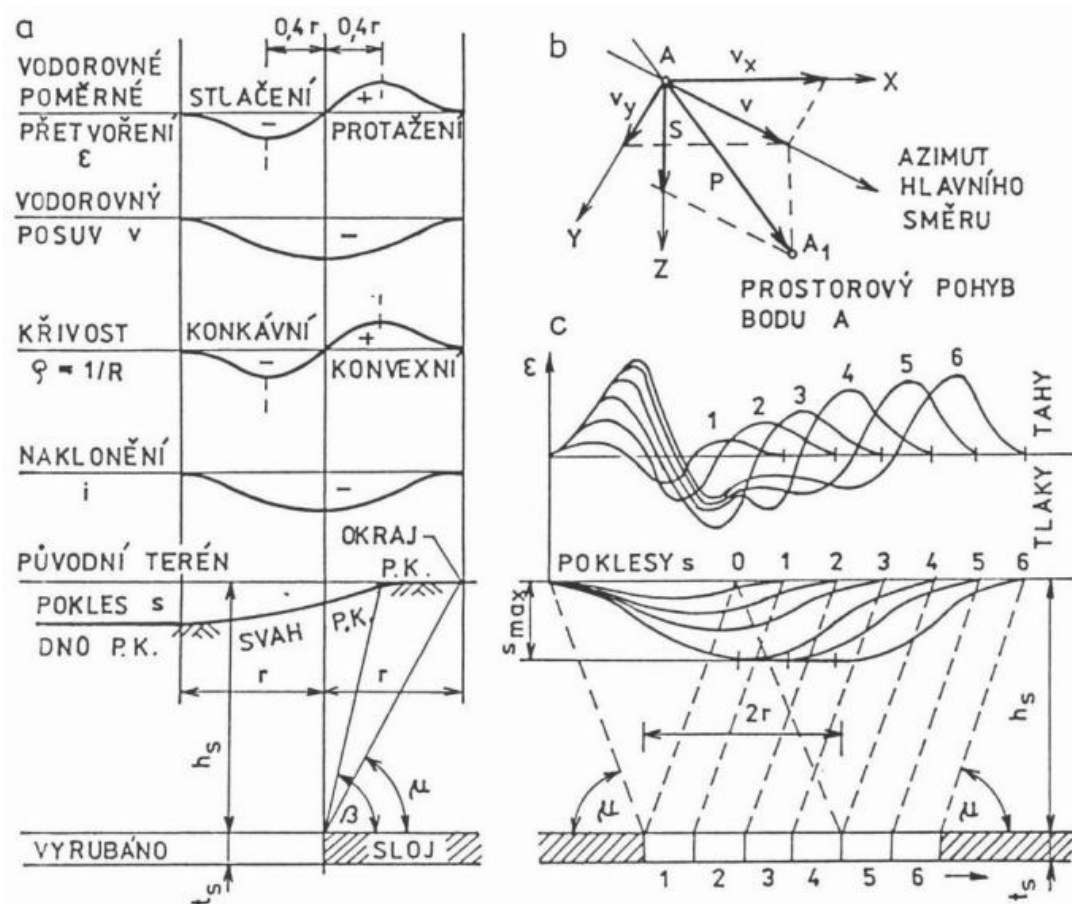
- největší pokles terénu s_{\max} [mm]
- největší naklonění terénu i_{\max}
- nejmenší poloměr zakřivení R_{\min} [km]
- největší vodorovné poměrné přetvoření ε_{\max}

Průběh jednotlivých posuvů a přetvoření je vyznačen na obrázku 2.

3.1 Poklesová kotlina

Při hlubinném dobývání dochází v horninovém masivu ke vzniku fyzikálně-mechanických změn. Vzniklá porušení mohou vést až k projevům na povrchu, kde se vlivem pohybů a deformací vytváří poklesová kotlina, která tvarem přibližně odpovídá tvaru vyrubané plochy. Rozsah poklesů závisí na úložných poměrech a mechanických vlastnostech hornin v nadloží uhelné sloje, na hloubce sloje a její mocnosti a především pak na dobývací metodě i rychlosti porubních prací. Pokles je největší bezprostředně po skončení porubu a to do jednoho roku od ukončení prací a k pozvolnému poklesu dochází ještě přibližně 20 let.

Hloubka poklesové kotliny se zvětšuje s mocností dobývané sloje a zmenšuje s její hloubkou pod povrchem území. V poklesové kotlině lze tedy vymezit dvě její části, a to vnitřní část, tzv. uklidněnou část, která má prakticky stejnou hloubku poklesu oproti původnímu terénu a dále tzv. okrajová pásma, která mají z hlediska návrhu stavebních konstrukcí mnohem větší význam. Poloha stavebních objektů vzhledem k poklesové kotlině je důležitým aspektem návrhu samotné konstrukce. Podle polohy stavebního objektu na poklesové kotlině může totiž docházet k jeho vyklenování (konkávním projevům), nebo k jeho prohýbání, sedání, vodorovnému posunu nebo i k naklánění. Poklesová kotlina má za následek nejen sedání základů, ale i zatížení stavební konstrukce tahem a vznik vodorovných deformací, které jsou pro stavební konstrukci kritické. [11]



Obrázek 2 Základní veličiny poklesové kotliny

Zdroj: BRADÁČ, Jiří. Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 1

3.2 Staveniště na poddolovaném území

Použitelnost staveniště na poddolovaném území je posuzována na základě těchto parametrů:

- 1) očekávána intenzita přetvoření terénu dle báňských podmínek
- 2) základové poměry a hydrogeologické podmínky
- 3) druh a význam zajišťovaných objektů a podmínek pro jejich zajištění proti účinkům poddolování

Podle zadaných parametrů se staveniště zatřídí do následující tabulky.

Tabulka 1 Skupiny stavenišť na poddolaném území

| Skupina stavenišť | Parametr přetvoření terénu | | |
|-------------------|------------------------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------------|
| | Vodorovné poměrné přetvoření ε | Poloměr zakřivení R [km] | Naklonění i [rad] |
| I | $\varepsilon > 7 \cdot 10^{-3}$ | $R < 3$ | $i > 10 \cdot 10^{-3}$ |
| II | $7 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 5 \cdot 10^{-3}$ | $3 \leq R < 7$ | $10 \cdot 10^{-3} \geq i > 8 \cdot 10^{-3}$ |
| III | $5 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 3 \cdot 10^{-3}$ | $7 \leq R < 12$ | $8 \cdot 10^{-3} \geq i > 5 \cdot 10^{-3}$ |
| IV | $3 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon > 10^{-3}$ | $12 \leq R < 20$ | $5 \cdot 10^{-3} \geq i > 2 \cdot 10^{-3}$ |
| V | 10^{-3} a méně | 20 a více | $2 \cdot 10^{-3}$ a méně |

Skupina stavenišť určuje, za jakých podmínek lze objekt provést. Objekty na staveništi V nevyžadují žádné zajištění proti účinkům poddolování, kromě zařízení, která jsou obzvlášť citlivá na přetvoření terénu. Na stavenišťích skupin IV a III lze objekty zajistit proti účinkům poddolování ekonomicky akceptovatelným způsobem. Na prvních dvou skupinách stavenišť, II a I se provádění objektů musí odůvodnit. [11]

3.3 Zatížení a jeho odezva na konstrukce

3.3.1 Účinky poklesů a vodorovných posuvů terénu

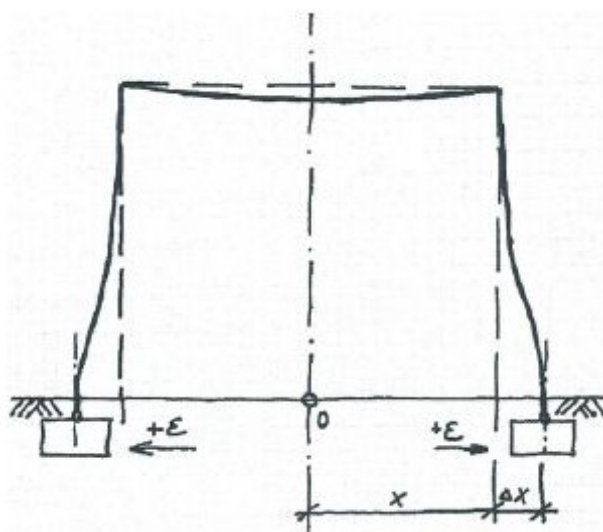
Pokles terénu není sám o sobě zdrojem vnitřních sil v konstrukcích, ale jevy které tuto skutečnost provázejí, mohou být velice významné. Často dochází k relativnímu zvyšování hladiny podzemní vody vzhledem k úrovni klesajícího terénu. Toto má za následek dotyk původně nechráněných základů s podzemní vodou nebo vztlínání vody v základech a nezakladovém zdivu. Vodorovný posuv má vliv pouze u dvou nebo více objektů, které jsou založeny samostatně. Statické účinky vznikají např. změnou působišť výslednice svislého zatížení při rozdílném posuvu základu oproti nezakladovému zdivu. Tyto nežádoucí poklesy a vodorovné posuvy se u konstrukcí odstraňují výškovou nebo stranovou rektifikací.

3.3.2 Účinky vodorovných přetvoření terénu

Účinky vodorovného přetvoření terénu představují největší riziko ze všech účinků poddolování na stavební objekty. Toto riziko vyplývá nejprve z vyvíjejícího se tahového vodorovného poměrného přetvoření do své největší hodnoty $+\varepsilon_{\max}$, která se postupně

zmenšuje až do inflexního bodu, kde dochází po překonání tohoto bodu ke změně napětí na tlakové vodorovné poměrné přetvoření $-\epsilon_{\max}$.

Dalším nepříznivým projevem tohoto zatížení je, že v řadě případů není možné určit, zda je pro navrhovanou konstrukci výhodnější využít soustavu s větší tuhostí, nebo soustavu poddajnější. Soustava s větší tuhostí se nadimenzuje na přenášení vnitřních sil od vynucených deformací jako je smykové napětí v základové spáře, smykové napětí na bočním povrchu základů a zvýšený zemní tlak a vlastní deformace budou pak menší. Poddajnější soustava je řešena tak, aby se svým geometrickým tvarem tomuto přetvoření s co nejmenším odporem přizpůsobovala.

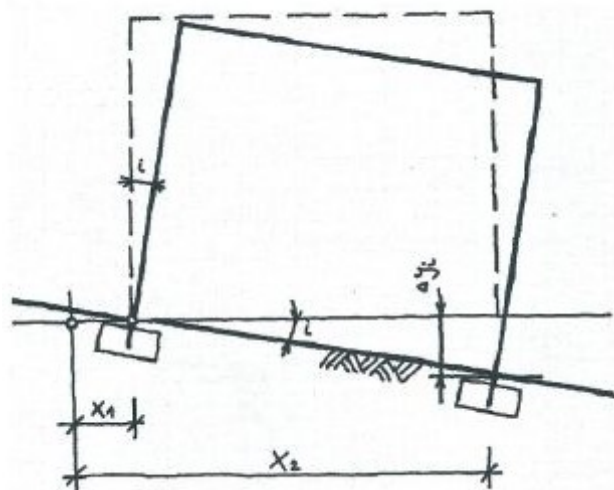


Obrázek 3 Zatížení rámové konstrukce vodorovným přetvořením terénu

Zdroj: BRADÁČ, Jiří. Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 1

3.3.3 Účinky naklonění terénu

V nakloněném objektu vznikají vodorovné složky původně svislých zatížení, tyto vodorovné složky zatížení získávají na své důležitosti pouze u vysokých objektů. U nižších objektů má tento účinek svůj vliv především na zhoršení funkce některých druhů strojních zařízení citlivých na přesné dodržení své polohy a v neposlední řadě na psychickou pohodu člověka.

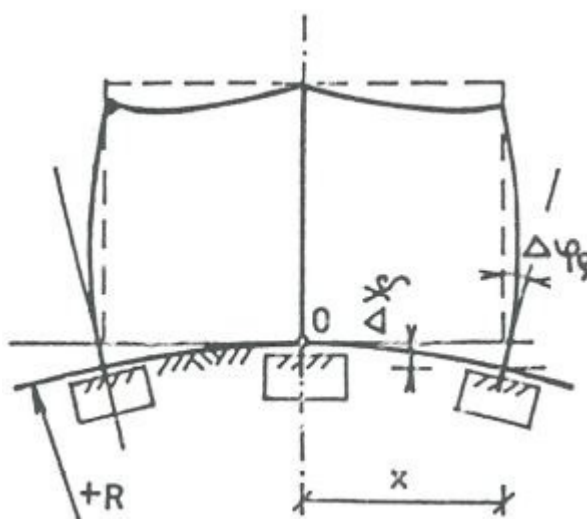


Obrázek 4 Vliv naklonění terénu na objekt

Zdroj: BRADÁČ, Jiří. Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 1

3.3.4 Účinky zakřivení terénu

Při zakřivení terénu vzniká v konstrukci vzájemný výškový pokles a pootočení základů. Toto pootočení se dá eliminovat v případě kloubového spojení krajních sloupů se základem. Velikost vnitřních sil v rámové konstrukci, vyvolané účinkem zakřivení terénu, bude tím větší, čím větší bude tuhost sloupů a průvlaků rámové konstrukce, popř. tím větší, čím větší bude poloměr zakřivení terénu.



Obrázek 5 Vliv zakřivení terénu na objekt

Zdroj: BRADÁČ, Jiří. Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 1

Protože výpočet účinku zakřivení terénu vede u složitých konstrukcí k řešení náročných interakčních úloh, byla nespolehlivá kritéria nahrazena vztahy, ve kterých se vyjadřuje tuhost konstrukce. Jejich splnění zajistí, že napětí vyvolána účinkem zakřivení terénu nepřekročí přibližně 12,5% výpočtových pevností staviva. U betonových skeletových konstrukcí na poddajných základech platí tato podmínka:

$$L \leq R_{min} \cdot \frac{R_{sd} \cdot l \cdot \mu_{st}}{2 \cdot E_b \cdot h}$$

| | | |
|-----|------------|------------------------------------------------------|
| kde | L | délka objektu [m] |
| | R_{min} | poloměr zakřivení terénu [m] |
| | R_{sd} | výpočtová pevnost betonářské výztuže v tahu [MPa] |
| | E_b | modul pružnosti betonu [MPa] |
| | μ_{st} | stupeň vyztužení tahovou výztuží [-] |
| | h | výška průřezu krajního sloupu nejnižšího podlaží [m] |
| | l | délka tohoto sloupu [m] |

Pokud je uvedená podmínka dodržena, lze účinky přetvoření terénu zanedbat.

3.4 Konstrukční zásady

Z dosavadního textu vyplývá, že způsob návrhu objektu proti účinkům hlubinného dobývání závisí nejen na zadané intenzitě povrchových projevů poddolování a na inženýrsko-geologických poměrech, ale i na druhu, významu, době životnosti a konstrukčním systému objektu.

Pro dosažení nejúčinnějšího opatření z hlediska omezení účinku poddolování je nutno dodržovat čtyři koncepční zásady, platné bez ohledu na poddajnost, druh a materiál nosných konstrukcí.

- 1) *Objekt má mít co nejmenší půdorysné rozměry* – účinky parametrů přetvoření terénu s délkou objektu rostou nelineárně, tudíž je u menších objektů výsledná smyková síla v základech několikanásobně menší než u objektů s větší délkou.
- 2) *Objekt má mít jednoduchý půdorysný tvar* – jakýkoliv půdorysně zalomený tvar je ohrožen vlivem vodorovného přetvoření terénu roztržením nebo zlomením.
- 3) *Objekt má být založen v co nejmenší hloubce* – důvodem pro toto opatření je zvýšený zemní tlak na konstrukce, které jsou pod úrovní terénu.

- 4) *Každý dilatační celek má být založen v jediné výškové úrovni – výškové přechody jsou příčinou ke zvýšenému zemnímu tlaku na konstrukce.*

Kromě těchto čtyř základních, avšak nejdůležitějších zásad návrhu objektu na poddolovaném území existují ještě pravidla další:

- neměly by se používat konstrukce, jejichž únosnost nebo stabilita je ohrožena změnami tvaru, jedná se především o zděné klenby
- překlady mají být spojeny se ztužujícími věnci
- tuhé zděné, blokové nebo panelové objekty musí být zajištěny vodorovným ztužením a to v základech a v úrovni nejvyššího podlaží
- výplňové konstrukce a fasádní prvky se musejí upevňovat k okolním konstrukcím poddajně
- prefabrikované schodišťové konstrukce se musejí zabezpečit proti vytažení z podpůrných konstrukcí, proto je výhodnější využít konstrukce monolitické
- sklon podlah se navrhuje s rezervou pro plnou hodnotu zadaného naklonění terénu

4 Seismicita

Seismicita je pojem, vyjadřující zemětřesnou aktivitu na určitém území. K vyjádření síly otřesů se využívají dvě veličiny, a to magnitudo (vychází z mikroseizmických pozorování) a makroseizmická intenzita. Magnitudo představuje množství energie uvolněné v ohnisku zemětřesení (určuje se z maximální výchylky seismometru a je vyjádřeno jedním číslem pro každé zemětřesení), zatímco makroseizmická intenzita se určuje ze statistického vyhodnocování účinku zemětřesení na osoby, budovy a krajinu.

Zemětřesení vzniká náhlým pohybem zemské kůry, které je vyvoláno uvolněním napětí – např. pohybem zemských desek. Ničivý účinek zemětřesení je způsoben seizmickými vlnami, které jsou vyvolány otřesem. Pokud tedy hovoříme o seizmickém zatížení na konstrukce, mluvíme o buzení vynuceným pohybem, vnášené do konstrukce z podloží přes její základy.

Větší zemětřesení se obvykle vyskytuje v těch oblastech světa, kterými prochází významné zlomy zemských desek. V Česku bývají citelná zemětřesení jen několikrát do roka, ale otřesy bývají jen slabé. Oblastmi s nejčastějším výskytem zemětřesení jsou především v oblasti Karlovarského a Královehradeckého kraje. Za zmínku pak stojí ještě oblast Ostravska, kde dochází často k slabým otřesům v souvislosti s důlní činností

Zemětřesení můžeme podle původu rozdělit na:

1. Přírodní seismicitu – vzniká nezávisle na působení člověka,
2. Technickou seismicitu – vzniká zásahem člověka do geologického prostředí, při kterém dochází ke změnám jeho napjatosti. Jedná se především o otřesy vyvolané důlní činností, změnami v zatížení povrchu a nadměrným čerpáním podzemních tekutin.

4.1 Zemětřesení v České republice

Území České republiky neleží na výrazných tektonických zlomech, takže je dlouhodobě ušetřena katastrofálním účinkům zemětřesení. Občasné výskyty zemětřesení v oblasti České republiky měly za následek vytvoření podrobné mapy seizmických oblastí již v roce 1973. Za vznikem této mapy stálo shromažďování údajů o zemětřeseních, které byly nalezeny ve starých kronikách, později i ze systematického měření. Za posledních několik desítek let se tato měření zdokonalila natolik, že se přistoupilo k definování

seizmických zón a k pravděpodobnostnímu vyjádření výskytu zemětřesení, od stupnic vyjádření intenzity zemětřesení založených na viditelných poškozeních budov a terénu, k množství energie uvolněné při otřesu. A především, se při posuzování seizmické bezpečnosti staveb vychází z časového průběhu otřesu a dosahované maximální hodnoty zrychlení z jeho frekvenční skladby a pravděpodobnosti výskytu.

Mapa seizmických zón byla vlivem široké mezinárodní spolupráce sjednocena tak, aby na sebe seizmické zóny sousedních zemí vzájemně navazovaly, dále byl sjednocen odhad seizmických účinků, který byl vyjádřen hodnotou zrychlení pohybu terénu.



Obrázek 6 Mapa seizmických oblastí České republiky

Zdroj: www.casopisstavebnictvi.cz

Z mapy je patrné, že Česká republika se rozděluje na 3 různá území ohrožené seismicitou. Přibližně na 50% našeho území je výskyt seismicity nepravděpodobný. Na dvou třetinách území lze seismicitu řešit zjednodušeným výpočtem s návrhovým zrychlením 0,04 – 0,08 g a ve zbývajících třetině je nutno postupovat dle ČSN EN 1998 s velikostí referenčního zrychlení větším jak 0,08 g.

Tabulka 2 Třídy významu a součinitele významu stavby

| Třída významu | Pozemní stavby |
|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I | Pozemní stavby s menším významem pro veřejnou bezpečnost, např. zemědělské stavby atd. |
| II | Obvyklé pozemní stavby, nepatřící do ostatních kategorií |
| III | Pozemní stavby, jejichž seizmická odolnost je důležitá z hlediska následků spojených s jejich zřícením, např. škola, společenské haly, atd. |
| IV | Pozemní stavby, jejichž neporušenost během zemětřesení je životně důležitá pro ochranu občanů, např. nemocnice, elektrárny, atd. |

| Třída významu pozemních staveb | I | II | III | IV |
|-------------------------------------------------|-----|----|-----|-----|
| Součinitel významu γ_1 | 0,8 | 1 | 1,2 | 1,4 |

4.2 Seizmické zatížení a jeho odezva

Seizmickým zatížením je myšleno buzení vynuceným pohybem, vnášené do konstrukce z podloží přes její základy. Seizmické síly mají směr uvažovaného budícího zrychlení buď svislý, nebo vybraný ve vodorovné rovině. Problém ovšem nastává, pokud konstrukce není buzena jako celek, například u budov půdorysně rozlehlých. Zde je nutno buď přesnější řešení konstrukce, což znamená řešit konstrukci jako celek, kde je každá jeho podpora buzena jiným způsobem, nebo naopak přijmout vhodný zjednodušený předpoklad, například využít principu superpozice.

Výpočet odezvy konstrukcí dle ČSN EN 1998, klade především důraz na spolehlivé založení a konstrukční jednoduchost staveb. Pro běžné stavby umožňuje jednoduché řešení, kdy se určí seizmické síly, v nichž je zahrnut účinek pohybu. Zpravidla se používá jen buzení vodorovné, protože svislé buzení bývá většinou menší a konstrukce již svým návrhem na vlastní tíhu bývá odolnější.

4.2.1 Základové podmínky

Základové podmínky se klasifikují dle typu základových půd. Aby toto zatřídění mohlo být provedeno, předchází vlastnímu zatřídění odpovídající průzkum. Staveniště a

základová půda nemají být v případě zemětřesení ohroženy poruchami podloží, nestabilními svahy nebo trvalými poklesy způsobenými ztekucením či zhutněním.

Tabulka 3 Typy základových půd

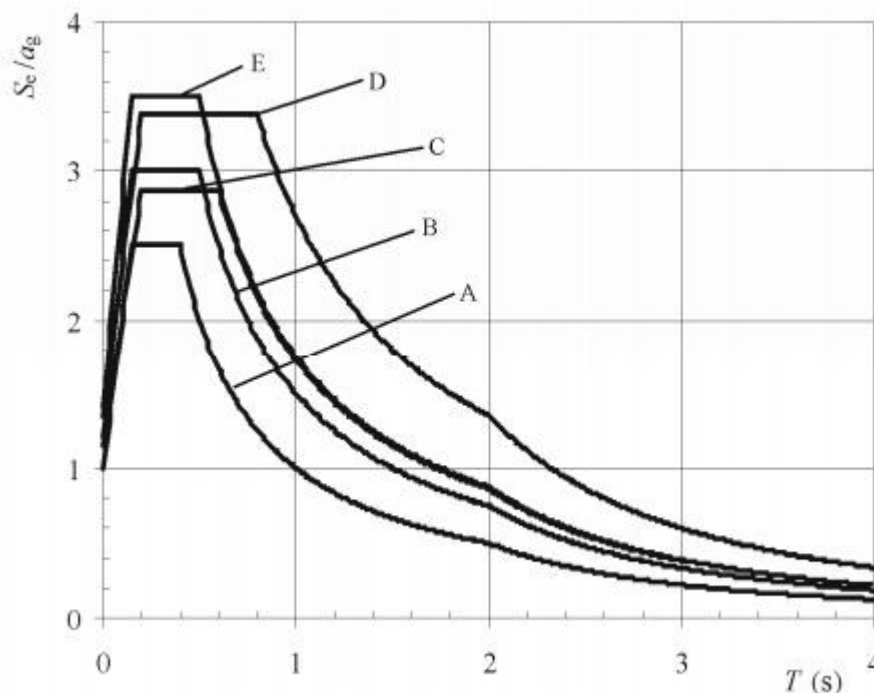
| Typ | Popis stratigrafického profilu | Parametry | | |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|----------------------------------------|-------------|
| | | $v_{s, 30}$ [m/s] | N_{SPT} [počet úderů/30 cm] | c_u [kPa] |
| A | Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkkého materiálu v maximální mocnosti do 5 m | > 800 | - | - |
| B | Sedimenty uhlého písku, štěrk nebo velmi tuhý jíl v tloušťce alespoň několik desítek metrů, s mechanickými vlastnostmi rostoucími s hloubkou | 360 - 800 | > 50 | > 250 |
| C | Mocné sedimenty středně uhlého písku, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovky metrů | 180 - 360 | 15 - 50 | 70 - 250 |
| D | Sedimenty z kyprých až středně uhlých nesoudržných zemin (případně s nebo bez vrstev soudržných zemin) nebo převážně měkkých až pevných soudržných zemin | < 180 | < 15 | < 70 |
| E | Profil sestávající z povrchových aluviálních vrstev s hodnotami v_s podle typu C nebo D, o mocnosti 5-20 m, na tužším podkladě s v_s > 800 m/s | | | |
| S_1 | Sedimenty sestávající z jílu nebo siltů s číslem plasticity $PI > 40$ s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m | < 100 (informativně) | - | 10 20 |
| S_2 | Sedimenty ze zemin náchylných ke ztekucení, z citlivých jílu, jiné zeminy nezahrnuté v typech A-E, případně S_1 | | | |

Uvedená tabulka základových půd s jejich stratigrafickými profily a parametry se používá k vyjádření vlivu místních základových poměrů na seizmické zatížení.

4.2.2 Vyjádření seizmického zatížení

Pohyb při zemětřesení v daném místě na povrchu je udán spektrem pružné odezvy na zrychleném podloží. Spektrum pružné odezvy nám vyjadřuje závislost pohybů při zemětřesení v daném místě v závislosti na zrychleném podloží. Tvar spektra pružné odezvy se předpokládá stejný jak pro požadavek vyloučení zřícení, tak pro požadavek

omezeného poškození. Při výběru vhodného tvaru spektra pružné odezvy je třeba uvážit magnitudo zemětřesení, které se nejvíce podílí na seizmickém riziku. Pro stavby ve východní části České republiky (okresy na Moravě a Slezsku) se pro výpočet vodorovného seizmického zatížení použijí spektra pružné odezvy typu 1, které je zobrazeno na obrázku 7. Totéž platí i pro výpočet svislého seizmického zatížení.



Obrázek 7 Spektrum pružné odezvy typ 1

Zdroj: ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1

4.2.3 Návrhové spektrum pro výpočet v pružné oblasti

Nosné systémy jsou schopny odolávat seizmickému zatížení přechodem do nelineární oblasti. Díky tomuto je obvykle možné navrhovat nosné systémy z hlediska pevnosti na menší seizmické síly, než by odpovídalo lineárně pružné odezvě. Aby při návrhu nebylo nutné provádět nelineární výpočet konstrukce, využívá se schopnosti konstrukce převést napětí na ostatní konstrukční prvky tak, že se provede výpočet lineární, využívající spektra odezvy, který je vzhledem k pružnému spektru redukován zavedením součinitele duktility q .

Součinitel duktility představuje poměr seizmických sil, kterým by musela konstrukce odolávat v dokonale pružném stavu při útlumu 5%, k seizmickým silám, které lze použít pro výpočet na konvenčním pružném modelu, a při nichž konstrukce bezpečně vyhoví.

Hodnoty tohoto součinitele jsou závislé na druhu použitého stavebního materiálu a zvoleného konstrukčního systému.

4.3 Požadavky na konstrukce

Dle normy ČSN EN 1998 musí být konstrukce v seizmických oblastech navrženy a provedeny tak, aby byly splněny následující požadavky.

Požadavek vyloučení zřícení

„Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aby vydržela návrhovou hodnotu seizmického zatížení bez zřícení celku nebo její části, aby si podržela svou konstrukční celistvost a zbytkovou únosnost po zemětřesení.“ [6]

Požadavek omezeného poškození

„Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aby vydržela seizmické zatížení o větší pravděpodobnosti výskytu, než je návrhová hodnota zatížení seizmického zatížení, beze škod a bez takových s nimi spojených omezení provozu, že by jejich cena byla neúměrně vysoká ve srovnání s cenou stavby.“ [6]

Aby byly tyto požadavky splněny, musí být konstrukce posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stavy omezeného poškození.

Mezní stav únosnosti je spojen se zřícením nebo jinou formou porušení konstrukce, která by mohla ohrozit bezpečnost lidí. Při posouzení musí být uvažována stabilita jak proti převržení, tak proti usmyknutí. Dále musí být prokázáno, že základová konstrukce i základová půda jsou schopny odolávat účinkům zatížení, které je vyvoláno vrchní stavbou, bez významných trvalých deformací. Z tohoto vyplývá, že je to stav, kdy musí být dokázáno, že největší návrhový účinek je menší než nejmenší nosnost dané konstrukce.

Mezní stav omezeného poškození způsobí taková poškození, která znemožňují další používání k určitým účelům. Odpovídající stupeň spolehlivosti proti nepřípustnému poškození musí být zajištěn dodržáním mezních hodnot deformací. U konstrukcí, důležitých pro ochranu osob, musí být prokázáno, že nosný systém má dostatečnou odolnost a tuhost k tomu, aby se ve stavbách udržely funkční životně důležité provozy.

V seizmických oblastech musí být bráno v úvahu seizmické nebezpečí již v prvních fázích koncepčního návrhu stavby tak, aby bylo možno dosáhnout nosného systému, který

vyhovuje požadavkům uvedených výše. Norma ČSN EN 1998 nám uvádí základní pokyny určující koncepční návrh:

- konstrukční jednoduchost
- rovnoměrnost, symetrie a redundance
- obousměrná odolnost a tuhost
- torzní odolnost a tuhost
- tuhé (diafragmatické) chování v úrovni stropu
- odpovídající založení
- primární a sekundární seizmické prvky

4.3.1 ***Konstrukční jednoduchost***

Konstrukce mají mít jednoduché a pravidelné tvary jak v půdoryse, tak i po výšce. Je-li to nutné, konstrukce musí být rozděleny na dynamicky nezávislé jednotky. Konstrukce musí být navržena tak, aby byl jednoznačný přenos seizmických sil v konstrukcích. Je to důležité pro objektivní posouzení konstrukcí během návrhů dimenzí a detailů, při modelování a analýze.

4.3.2 ***Rovnoměrnost, symetrie a redundance (zvýšená odolnost)***

Rovnoměrnost je charakterizována půdorysně rovnoměrným rozdělením konstrukčních prvků tak, aby byl zajištěn co nejkratší a přímý přenos setrvačných sil od rozdělených hmot stavební konstrukce do základů. Je-li to nezbytné, rovnoměrnosti může být dosaženo rozdělením celé budovy prostřednictvím seizmických dilatací na dynamicky nezávislé jednotky. Dilatace musí být navrženy tak, aby bylo zabráněno narážení jednotlivých částí do sebe. Rovněž je důležitá rovnoměrnost nosné konstrukce po výšce stavební konstrukce, protože pomáhá omezit vznik seizmicky citlivých zón. V těchto zónách může docházet ke koncentracím napětí či velké duktilitě, které mohou být příčinou předčasného zhroutení stavební konstrukce. Použití rovnoměrně situovaných konstrukčních prvků zvyšuje redundanci, což zajišťuje příznivější přerozdělení účinků zatížení a většímu rozptýlení energie po celé konstrukci.

4.3.3 *Obousměrná odolnost a tuhost*

Horizontální seizmický pohyb je obousměrný, to znamená, že nosné konstrukce musí být schopny vzdorovat horizontálnímu působení v jakémkoliv směru. Pro splnění tohoto požadavku je nutno, aby konstrukční prvky byly uspořádány v půdoryse ortogonálně s obdobnou seizmickou odolností a tuhostí v obou hlavních směrech. Volba tuhosti konstrukce s cílem minimalizovat účinky seizmického zatížení má omezit vznik nadměrných posunutí. Nadměrná posunutí mohou vyvolat nestability z důvodu efektů druhého řádu nebo vážné trvalé poškození.

4.3.4 *Torzní odolnost a tuhost*

Kromě ohybové odolnosti a tuhosti, je nutné, aby nosné konstrukce měly také adekvátní torzní odolnost a tuhost. Torzní tuhost omezuje rozvoj krouticích pohybů, které vedou k nerovnoměrnému namáhání jednotlivých konstrukčních prvků. Z toho důvodu se volí konstrukčně výhodné uspořádání, kde hlavní nosné prvky, zajišťující odolnost vůči seizmickému zatížení, jsou umístěny blízko obvodu objektu.

4.3.5 *Tuhé (diafragmatické) chování v úrovni stropu*

Stropy (včetně střechy) hrají významnou roli v celkovém seizmickém chování stavební konstrukce. Stropy působí jako horizontální diafragmata, která vážou a přenášejí setrvačné síly do svislých konstrukčních systémů. Tímto je zajišťováno, že konstrukční systémy společně odolávají horizontálním účinkům seizmického zatížení. Chování stropu jako tuhého celku je zvláště významné v případě složitého a nejednotného uspořádání svislých konstrukčních systémů, nebo kde jsou společně použity systémy s různými přetvárnými charakteristikami v horizontálním směru (například v duálních nebo smíšených systémech). Systémy stropů a střechy by měly disponovat dostatečnou tuhostí a odolností v rovině. Měly by být účinně připojeny ke svislým nosným systémům. Zvláštní pozornost by měla být věnována případům nekompaktních nebo půdorysně velmi protáhlým tvarům stropních konstrukcí. Rovněž velké otvory ve střepech, zvláště jsou-li umístěny v těsné blízkosti hlavního svislého konstrukčního prvku, mohou bránit efektivnímu spojení mezi stropem a svislým prvkem. Diafragmata by měla mít dostatečnou tuhost v rovině, umožňující distribuci horizontálních a setrvačných sil do svislých nosných systémů v souladu se zavedenými předpoklady výpočtu. Je nutno uvážit významné změny v tuhosti nebo odsazení svislých elementů nad a pod stropní konstrukcí.

4.3.6 *Odpovídající založení*

S ohledem na seizmické zatížení, musí návrh a realizace základové konstrukce a připojení k horní stavbě zajistit, že celá stavební konstrukce bude vystavena rovnoměrnému seizmickému buzení. Pro stavby s jednotlivými prvky založení (patky nebo piloty), se doporučuje použít základové desky nebo vazné trámy zajišťující dostatečně tuhé spojení mezi těmito elementy, a to v obou hlavních směrech.

4.3.7 *Primární a sekundární seizmické prvky*

Určitý počet konstrukčních prvků (například pruty, sloupy) může být navržen jako tzv. „sekundární“ seizmické prvky. Tyto prvky tvoří část nosné konstrukce odolávající účinkům seizmického zatížení. Únosnost a tuhost těchto prvků může být při seizmickém zatížení zanedbána. Nicméně tyto prvky (včetně jejich spojení) musí být navrženy, včetně detailů tak, aby mohly přenést tíhové zatížení i při deformacích vyvolaném nejnepríznivějším seizmickým zatížením. Při návrhu těchto prvků by měly být brány v úvahu vlivy dle teorie II. řádu. Všechny prvky, které nejsou uvažovány, jako sekundární seizmické prvky jsou automaticky považovány za primární seizmické prvky. Tyto prvky jsou dále považovány za součást systému zvyšující odolnost konstrukcí vůči příčné síle, a musí být navrženy jako seizmicky odolné včetně detailů. Příspěvek k příčné tuhosti všech sekundárních seizmických prvků by neměl přesáhnout 15% tuhosti všech primárních seizmických prvků.

4.4 Výpočet konstrukce odolávající seizmickému zatížení

Norma ČSN EN 1998 nám uvádí 3 možné způsoby výpočtu. A to metodu příčných sil, modální analýzu pomocí spektra odezvy a nelineární statický výpočet. Abychom se rozhodli pro správnou metodu výpočtu, je nám k dispozici jednoduchá tabulka.

Tabulka 4 Vliv pravidelnosti konstrukce na seizmický výpočet a návrh

| Pravidelnost | | Dovolené zjednodušení | | Součinitel duktility |
|--------------|----------|-----------------------|-------------------------|------------------------|
| v půdoryse | po výšce | model | výpočet lineárně pružný | (pro lineární výpočet) |
| Ano | ano | rovinný | metoda příčných sil | hodnota doporučená |
| Ano | ne | rovinný | modální analýza | zmenšená hodnota |
| Ne | ano | prostorový | metoda příčných sil | hodnota doporučená |
| Ne | ne | prostorový | modální analýza | snížená hodnota |

Jelikož se v praktické části vyskytuje metoda výpočtu pomocí příčných sil, bude v teoretické části blíže vysvětlena pouze tato problematika.

4.4.1 *Metoda výpočtu pomocí příčných sil*

Tento výpočet může být použit u pozemních staveb, jejichž odezva není v obou hlavních směrech výrazně ovlivněna tvary kmitání vyššími než základní tvar. [6] Tento požadavek se považuje za splněný u staveb, u kterých jsou splněny následující podmínky:

- základní perioda kmitání je menší než $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \cdot s \end{cases}$

kde T_1 základní perioda vlastních kmitů
 T_c největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení

- jsou splněna kritéria pravidelnosti po výšce

V následujícím kroku se určuje posouvající síla v úrovni základu v závislosti na hmotnosti, spektrální hodnotě zrychlení při základní frekvenci pomocí výrazu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

kde $S_d(T_1)$ pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1
 T_1 základní perioda vlastních kmitů
 m celková hmotnost stavby
 λ opravný součinitel

Ke stanovení základní periody vlastních kmitů stavby se zavádí některá metoda stavební dynamiky. Pro stavby do výšky 40 m ovšem může být hodnota periody vlastních kmitů přibližně stanovena dle následujícího výrazu:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

kde C_t 0,075 (pro prostorové betonové rámy)
 H výška stavby

Vypočtena posouvající síla v úrovni základu se rozpočítá v závislosti na rozdělení hmot po výšce a to dvěma způsoby:

- v závislosti pouze na rozdělení hmot

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j}$$

| | | |
|-----|------------|-----------------------------------------|
| kde | F_i | vodorovná síla působící v i-tém podlaží |
| | F_b | posouvající síla v úrovni základu |
| | s_i, s_j | posuny hmot v základním tvaru kmitání |
| | m_i, m_j | hmotnosti podlaží |

- v závislosti na rozdělení hmot po výšce (tvar kmitu je lineární funkce)

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j}$$

| | | |
|-----|------------|-------------------------------------------------------------------|
| kde | z_i, z_j | výšky hmot m_i, m_j nad úrovní, kde se vnáší seizmické zatížení |
|-----|------------|-------------------------------------------------------------------|

Jelikož nemůžeme předpokládat přesnou polohu hmot a prostorových seizmických pohybů, musíme přistoupit k vyosení hmotového těžiště každého podlaží o náhodnou excentricitu e_{ai} . Ta nám zavádí do výpočtu náhodné účinky krutu, které mohou být stanoveny jako momenty krutu M_{ai} okolo svislé osy každého podlaží:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

| | | |
|-----|----------|----------------------------------------------------------|
| kde | M_{ai} | moment krutu působící na i-té podlaží k jeho svislé ose |
| | e_{ai} | náhodná excentricita hmoty ($\pm 0,05$ rozměru podlaží) |
| | F_i | vodorovná síla působící na i-té podlaží |

4.4.2 Mezní stavy

Požadavek na vyloučení zřícení (mezní stav únosnosti) při návrhovém seizmickém zatížení je splněn, pokud vyhoví následující podmínky:

- podmínka odolnosti
- podmínka celkové a lokální duktility
- podmínka rovnováhy
- odolnost horizontálních diafragmat
- odolnost základů
- podmínka seizmických spár

Pro požadavek omezeného poškození platí pouze omezení mezipodlažního posunu. Tato deformace je různá pro jednotlivé třídy významu staveb a různé druhy připojení nenosných konstrukcí.

Tyto podmínky jsou podrobně popsány v normě ČSN EN 1998, kapitola 4.4.2 Mezní stav a kapitola 4.4.3 Omezené poškození. Pro účely této práce jsou tyto podmínky zohledněny při posuzování jednotlivých konstrukcí v praktické části.

4.5 Zvláštní pravidla pro pozemní betonové stavby

Při navrhování betonových staveb odolných proti zemětřesení, musí být zajištěna příslušná kapacita pro rozptyl energie bez podstatného snížení odolnosti při horizontálním a vertikálním zatížení. U betonových staveb se předpokládají dvě třídy duktility, M (střední) a H (velká). Obě tyto třídy zajišťují, aby konstrukce vytvořila stabilní mechanismus, který vede k velkému rozptýlu energie při opakovaném cyklickém zatížení a nedocházelo v konstrukci k porušení křehkým lomem. [6]

Betonové stavby se musejí zatřídit podle jejich chování při vodorovném seizmickém zatížení do jednoho z následujících konstrukčních typů:

- rámový systém
- duální systém
- duktilní stěnový systém
- systém s velkými slabě vyztuženými stěnami
- systém obráceného kyvadla
- systém poddajný v krutu

Dle popisu jednotlivých konstrukčních typů byl konstrukční systém této práce identifikován jako rámový systém. Jednotlivé konstrukční typy jsou podrobně popsány v ČSN EN 1998, kapitola 5.1.2 Termíny a definice. Rámový systém je takový nosný systém, v němž svislým a příčným zatížením odolávají především prostorové rámy, jejichž smyková odolnost v patě stavby přesahuje 65% celkové smykové odolnosti nosného systému.

Rámový konstrukční systém musí mít minimální tuhost v krutu, tento požadavek se považuje za splněný i bez početního vyjádření, jestliže jsou svislé prvky stejnoměrně rozmístěny v půdoryse.

4.5.1 Součinitel ductility

Jak již bylo uvedeno v předcházejících kapitolách, součinitel ductility je zaveden pro respektování schopnosti konstrukce převést napětí na ostatní konstrukční prvky. Tento součinitel musí být stanoven pro každý uvažovaný směr pomocí výrazu:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5$$

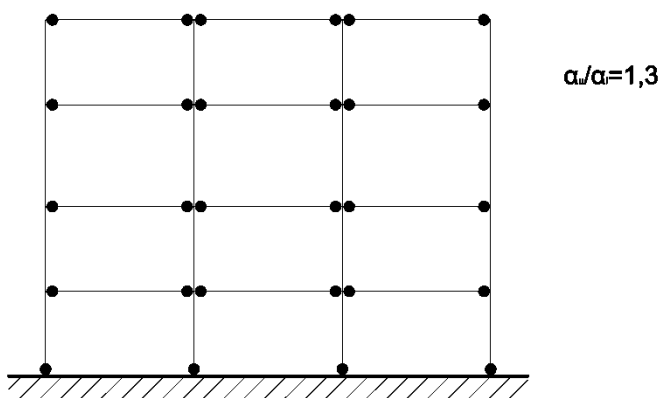
kde q_o základní hodnota součinitele ductility
 k_w součinitel vyjadřující převládající tvar poruchy v systému se stěnami, pro rám a rámové náhrady duálního systému $k_w=1,0$

Základní hodnota součinitele ductility, závisí na typu nosného systému a pravidelnosti po výšce. V následující tabulce jsou uvedeny základní hodnoty součinitele ductility, platné pro stavby pravidelné po výšce.

Tabulka 5 Základní hodnoty součinitele ductility

| Typ konstrukce | Třída ductility M | Třída ductility H |
|----------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Rámový duální systém, systém soudržných stěn | 3,0 α_u/α_1 | 4,5 α_u/α_2 |
| Systém nesoudržných stěn | 3,0 | 4,0 α_u/α_2 |
| Systém poddajný v krutu | 2,0 | 3,0 |
| Systém obráceného kyvadla | 1,5 | 2,0 |

Poměr α_u/α_1 se zjišťuje pomocí zvláštních výpočtů, aby tyto výpočty nemusely být provedeny, nabízí nám norma ČSN EN 1998 pro stavby pravidelné v půdoryse přibližné hodnoty tohoto poměru. Pro rámy a rámové náhrady duálního systému jednopodlažní stavby, jsou tyto hodnoty uvedeny na následujícím obrázku.



Obrázek 8 Hodnoty poměru α_u/α_1 pro rámy a rámové náhrady

4.5.2 *Materiál*

V primárních seizmických prvcích, nesmí být použito jiné třídy oceli než B nebo C. Pro beton, platí podobné omezení a to takové, že nesmí být v primárních seizmických prvcích použito menší třídy betonu než C16/20.

4.5.3 *Nosníky*

Z důvodu účinného přenosu momentu z primárního seizmického nosníku do sloupu, je excentricita osy nosníku omezena. Toto omezení je splněno, pokud vzdálenost mezi těžištními osami obou prvků je menší než $b_c/4$, kde b_c je největší rozměr průřezu sloupu kolmo k podélné ose nosníku.

4.5.4 *Sloupy*

Jestliže ve výpočtu musí být uvažovány účinky 2. řádu, platí, že příčné rozměry primárních seizmických sloupů nemají být menší než desetina větší vzdálenosti mezi inflexním bodem a koncem sloupů.

4.5.5 *Duktilní stěny*

Za duktilní stěnu, může být považována stěna, která splňuje následující výraz:

$$b_{w0} \geq \max \begin{cases} 0,15 \\ \frac{h_s}{20} \end{cases}$$

| | | |
|-----|----------|--------------------------------|
| kde | b_{w0} | tloušťka stěny v metrech |
| | h_s | světlá výška podlaží v metrech |

4.6 *Systém zakládání*

S ohledem na seizmické zatížení, návrh a realizace základové konstrukce a připojení k horní stavbě se musí zajistit, že celá stavební konstrukce bude vystavena rovnoměrnému seizmickému buzení. S ohledem na tento požadavek byl systém založení objektu navržen jako založení na základové desce.

5 Rozbor zájmového území

Pro účely této práce bylo zvoleno v městě Opava. Město Opava leží na řece Opavě v nadmořské výšce kolem 260 m.n.m, ohraničeném na jihozápadě výběžky Nízkého Jeseníku. Z geomorfologického hlediska je lokalita začleněna do celku Opavské pahorkatiny, podcelku Poopavské nížiny, okrsku Opavsko-moravické nivy. Zájmová lokalita, na které je uvažováno s návrhem objektu, se nachází v jihozápadní části města Opava, na pozemku parcelní číslo 2349/15, katastrálního území Opava - Předměstí.

Pro účely následujících kapitol, byl použit inženýrsko-geologický průzkum, který byl zpracován firmou GEP Opava, v květnu 1998 pro účely výstavby komerčního centra.



Obrázek 9 Zájmová oblast

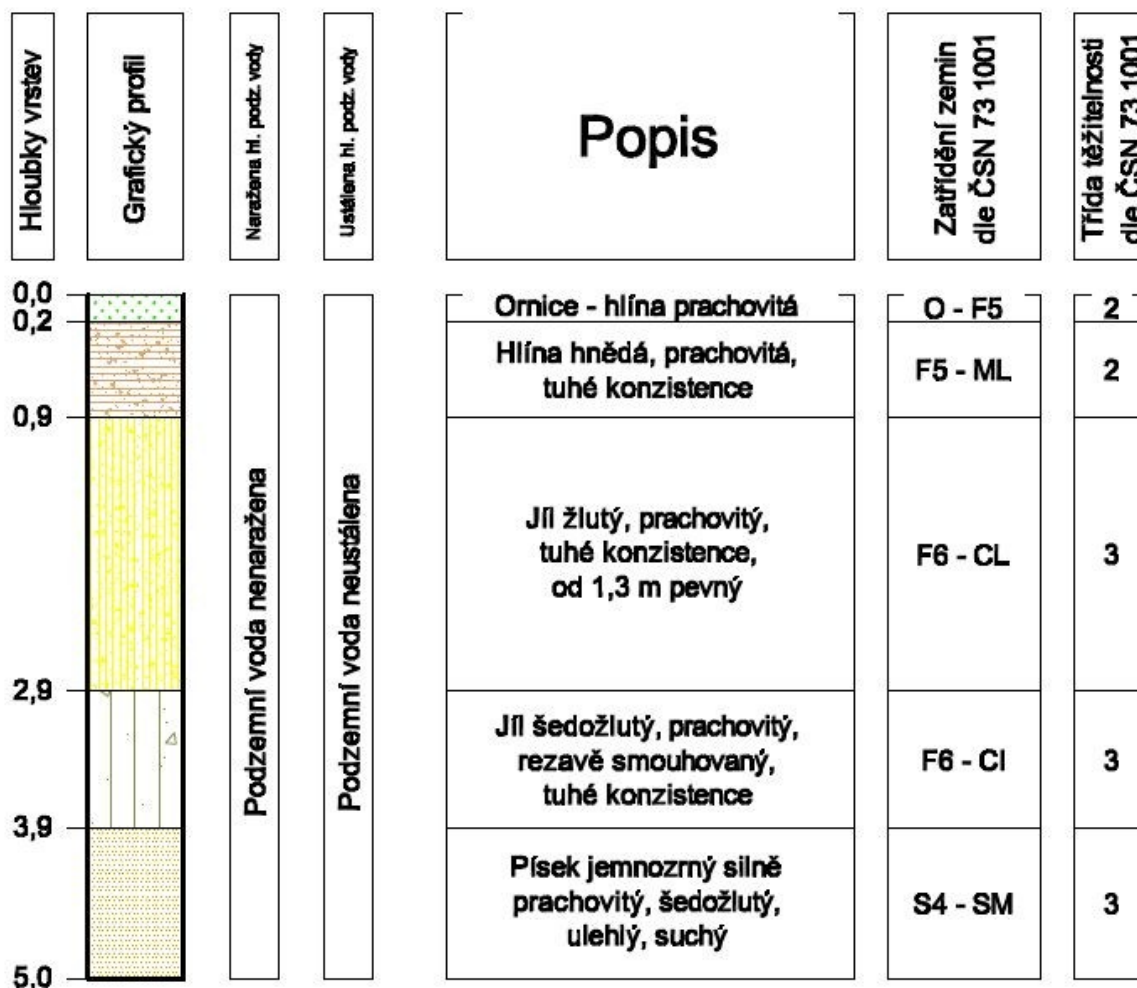
5.1 Geologické poměry

Lokalita je tvořena převážně kvartérním pokryvem a předkvartérním podložím. Hluboké podloží je tvořeno prvohorními flyšovitými skalními horninami s převahou drobných hradeckých vrstev. Na prvohorní sedimenty nasedají třetihorní sedimenty karpatské čelní hlubiny. Jedná se o šedé vápnité jíly s vysokou plasticitou, shora pevné a ve větších hloubkách dokonce velmi pevné konzistence. V nich se vyskytují laminy až vložky prachovitého písku.

Na neogénní podloží sedimentoval kvarterní pokryv tvořený ledovcovými sedimenty sálského zalednění. Tyto ledovcové sedimenty jsou typické proměnlivým zrnitostním složením a proměnlivou konzistencí ve vertikálním i horizontálním směru. Jsou tvořeny

jíly až prachy, písčitémi jíly až jílovitými písky a písky. Mocnost glaciálních sedimentů je proměnlivá. Nad těmito sedimenty se nacházejí přeplavené eolické sedimenty sprašové hlíny s fluvialním písčitémi štěrky pohřbeného údolí řeky Hvozdnice.

Svrchní vrstvu geologického profilu tvoří orniční horizont s travnatým drnem. Antropogenní násypy nebyly ve vrtech zjištěny.



Obrázek 10 Geologický profil vrtu

5.2 Hydrogeologické poměry

Vrtnou sondáží nebyla hladina podzemní vody do maximální hloubky 7 m od úrovně terénu zjištěna. Polohy jílovitých sedimentů jsou pro vodu velmi málo propustné až nepropustné a nemohou vodu jímat, ani vést. Základové konstrukce postačí izolovat pouze proti běžné zemní vlhkosti. Nutná je však ochrana základové spáry před povrchovou vodou, neboť se jedná o zeminy rozbrídavé.

Hladina podzemní vody je vytvořena až v kolektoru glaciálních sedimentů písčitého a štěrkovitého charakteru, které se nacházejí v hloubce cca 17 – 25 m od úrovně terénu.

5.3 Výsledky inženýrsko-geologického průzkumu

Provedeným inženýrsko-geologickým průzkumem zájmové lokality bylo stanoveno, že daná lokalita má jednoduché základové poměry. Základová vrstva se v rozsahu stavebních objektů podstatně nemění a jednotlivé vrstvy mají přibližně stálou mocnost. Podzemní voda je v dostatečné hloubce a bude trvale pod předpokládanou hloubkou základové spáry. Je třeba základovou spáru ochránit pouze před povrchovou vodou, neboť jílovité zeminy jsou při styku s vodou rozbídné. Mechanické vlastnosti základové půdy a podzákladí, jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tabulka 6 Hodnoty směrných normových charakteristik

| | | | |
|---------------|--------------------|----------------|----------------------------------|
| Název: | Jíl písčítý | | |
| Třída: | F 4 | Symbol: | CS Konzistence: tuhá |

| | | |
|----|----------------------------------|------------------------|
| 1. | Poissonovo číslo | 0,35 |
| 2. | Objemová tíha zeminy | 18,5 kNm ⁻³ |
| 3. | Modul přetvárnosti zákl. půdy | 4 MPa |
| 4. | Totální soudržnost zeminy | 50 kPa |
| 5. | Totální úhel vnitřního tření | 0 ° |
| 6. | Efektivní soudržnost zeminy | 10 kPa |
| 7. | Efektivní úhel vnitřního tření | 24 ° |
| 8. | Opravný součinitel přetížení [m] | 0 |

| | | | |
|---------------|---------------------------------------------|----------------|--------------------------------------|
| Název: | Hlína s nízkou a střední plasticitou | | |
| Třída: | F 5 | Symbol: | ML, MI Konzistence: tuhá |

| | | |
|----|----------------------------------|----------------------|
| 1. | Poissonovo číslo | 0,4 |
| 2. | Objemová tíha zeminy | 20 kNm ⁻³ |
| 3. | Modul přetvárnosti zákl. půdy | 3 – 5 MPa |
| 4. | Totální soudržnost zeminy | 60 kPa |
| 5. | Totální úhel vnitřního tření | 0 ° |
| 6. | Efektivní soudržnost zeminy | 8 – 16 kPa |
| 7. | Efektivní úhel vnitřního tření | 19 – 23 ° |
| 8. | Opravný součinitel přetížení [m] | 0,2 |

| | | | |
|---------------|-------------------------------------------|----------------|--------------------------------------|
| Název: | Jíl s nízkou a střední plasticitou | | |
| Třída: | F 6 | Symbol: | CL, CI Konzistence: tuhá |

| | | |
|----|----------------------------------|----------------------|
| 1. | Poissonovo číslo | 0,4 |
| 2. | Objemová tíha zeminy | 21 kNm ⁻³ |
| 3. | Modul přetvárnosti zákl. půdy | 3 – 6 MPa |
| 4. | Totální soudržnost zeminy | 50 kPa |
| 5. | Totální úhel vnitřního tření | 0 ° |
| 6. | Efektivní soudržnost zeminy | 8 – 16 kPa |
| 7. | Efektivní úhel vnitřního tření | 17 – 21 ° |
| 8. | Opravný součinitel přetížení [m] | 0,2 |

Název: Písek hlinitý

Třída: S 4 **Symbol:** SM **Konzistence:** středně ulehlý

| | | |
|----|----------------------------------|----------------------|
| 1. | Poissonovo číslo | 0,3 |
| 2. | Objemová tíha zeminy | 18 kNm ⁻³ |
| 3. | Modul přetvárnosti zákl. půdy | 5 – 15 MPa |
| 4. | Efektivní soudržnost zeminy | 0 – 10 kPa |
| 5. | Efektivní úhel vnitřního tření | 28.1 ° |
| 6. | Opravný součinitel přetížení [m] | 0,3 |

Tabulka 7 Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti

| Třída | Symbol | Tabulková výpočtová únosnost R _{dt} [kPa] | | | |
|-------|--------|----------------------------------------------------|------|-------|-------|
| | | Konzistence | | | |
| | | Měkká | Tuhá | Pevná | Tvrdá |
| F4 | CS | 80 | 150 | 250 | 400 |
| F5 | ML, MI | 70 | 150 | 250 | 400 |
| F6 | CL, CI | 50 | 100 | 200 | 350 |

Staveniště je stabilní, ale je situováno v lokalitě, která je podle ČSN 73 0036 Seismická zatížení staveb, zařazena do oblasti s intenzitou 6°M.C.S. Hranice oblasti odpovídá mezním izoseistám, popř. tvoří jejich obálku.

6 Popis navrhovaného objektu

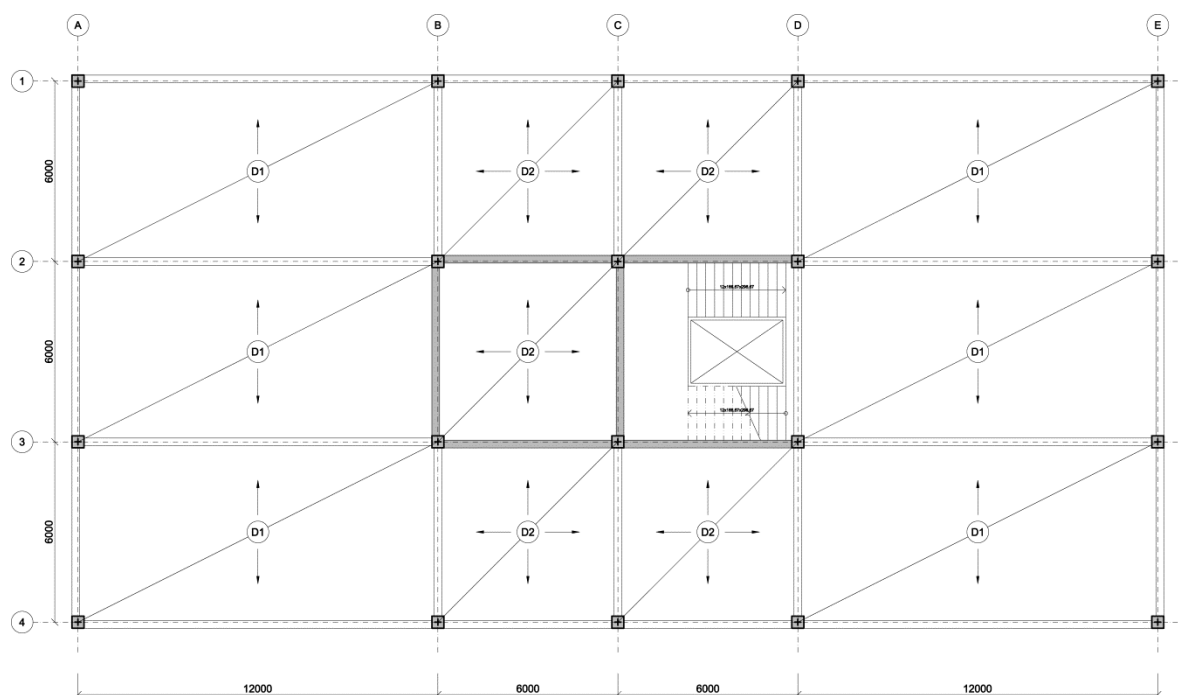
Budoucí stavební pozemek se nachází v zastavěné části obce - Opava, podél ulice Olomoucká. Nachází se ve středu prodejní zóny, které je součástí - mezi ulicí Olomoucká a obslužnou komunikací. Z východní strany sousedí s prodejním areálem Ahold a čerpací stanicí. Ze strany západní sousedí s objektem pekárny. Přiléhá k obslužné komunikaci, ze které je na pozemky také navrhovaný a jediný možný příjezd. Staveniště má tvar obdélníka s mírným podélným sklonem (od 234,25 do 239,00m nad m.) k jihovýchodu.



Obrázek 11 Pohled na zájmové území

Jedná se o návrh konstrukce administrativní budovy v Opavě. Konstrukce je řešena jako železobetonový monolitický skelet se sloupy a příčnými průvlaky.

Čtyřpodlažní železobetonový skelet půdorysného rozměru 36,68x18,68 m byl navržen ve smyslu dispozičních požadavků na objekt. Základní modulový systém byl zvolen podle předpokládaných požadavků na dispozici v uspořádání 6,0 x 6,0 m u komunikačního jádra a 12,0 x 6,0 m ve zbývajících částech objektu. Objekt má čtyři nadzemní podlaží s kancelářskými prostory. Konstrukční výška je navržena pro každé podlaží stejná a to 4 m, celková výška stavby je tak 16 m. Základové konstrukce jsou navrženy jako základová deska. Tyto konstrukce a rozměry nejsou zvoleny náhodou, ale vycházejí z předcházejících požadavků na stavby, které se nacházejí na poddolovaném území a jsou zatíženy seizmicitou.



Obrázek 12 Osově schéma objektu s vyznačenými ztužujícími stěnami

Návrh je prováděn v seizmické oblasti, pro niž je seizmické zatížení specifikováno podle normy ČSN EN 1998. Město Opava se nenachází v oblasti zasažené důlní činností, avšak pro účely této práce bylo uvažováno s objektem, který se v poddolované oblasti nachází.

6.1 Konstrukční systém

Pro rozhodnutí jaký zvolit konstrukční systém byly rozhodující následující faktory:

- stavba se nachází v poddolované oblasti
- stavba se nachází v oblasti se zvýšenou seizmicitou
- modulové uspořádání objektu

Pro takovéto základní vstupní údaje se ukázala jako optimální rámová konstrukce tvořená sloupy a průvlaky, stropní a střešní rovinu pak tvoří vyztužená monolitická, železobetonová deska. Základní systém uspořádání nosných konstrukcí objektu je navržen jako obdélníkově tvarovaný a tvořící jeden dilatační celek.

Prostorově je objekt ztužen ztužujícím jádrem v místě schodiště a výtahové šachty. Ztužení jsou navržena z monolitického železobetonu. Vložené konstrukce schodišť sestávají z monolitických podest a mezipodest, které jsou kloubově uloženy v hlukově odcloněných kapsách monolitických schodišťových ztužujících stěn. Na těchto podestách

se předpokládá hlukově odcloněné uložení prefabrikovaných schodišťových ramen. Pro hlukové odclonění se předpokládá použití speciálních výrobků firmy Schöck tzv. Tronzole. Toto pružné uložení současně s ponecháním dostatečné výškové rezervy v úložných kapsách umožní eliminaci dilatačních posunů jednotlivých celků objektu.

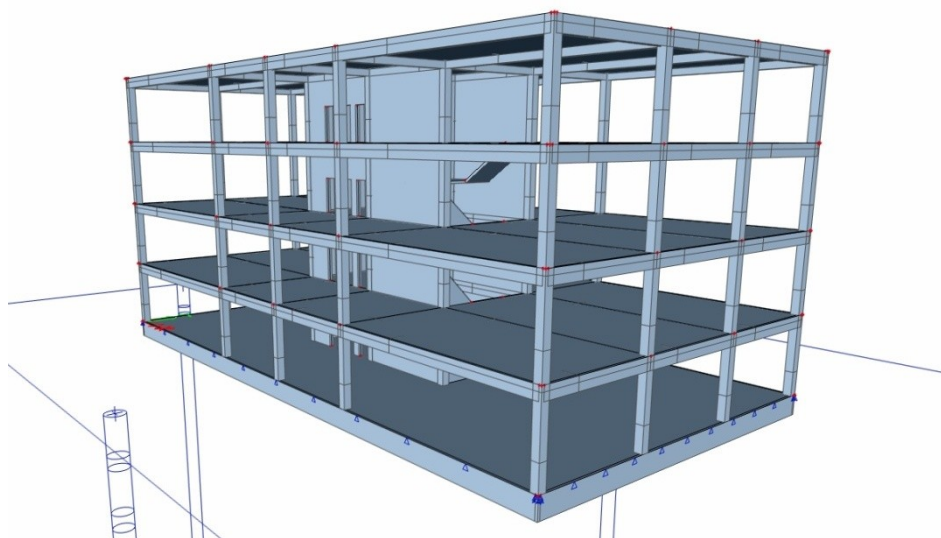
S ohledem na seizmické zatížení a požadavku na rovnoměrné seizmické buzení je objekt založen na základové desce.

Zdivo obvodového pláště je pouze výplňové bez nosné funkce. Počítá se s jeho dodatečným zateplením.

V seizmických oblastech vznikají vždy zvýšené vodorovné účinky zatížení, proto je nutno volit reálné statické modely, u kterých lze vykonstruovat detail, který zajistí jasný přenos silových účinků v obou hlavních ortogonálních směrech objektu.

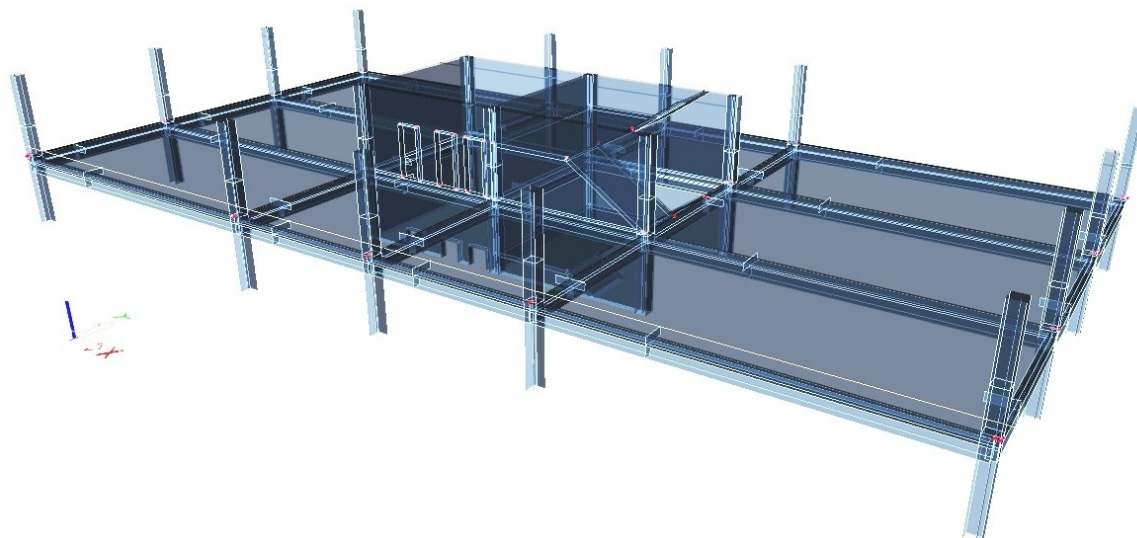
6.2 Výpočtový model

Pro celou konstrukci budovy byl vytvořen prostorový model. Na úrovni uložení sloupů skeletu a ztužujících stěn do základové konstrukce byl výpočtový model uložen na podloží modelovaném dle skutečných geologických podmínek. Aby výpočtový model opravdu odpovídal skutečným základovým podmínkám, bylo do základové desky vneseno zakřivení terénu získané výpočtem. Výpočtový model je tvořen soustavou sloupových nosníků, propojených průvlaky a stropními deskami, spolu se ztužujícími stěnami v jednotlivých podlažích a železobetonovými stěnami komunikačního jádra. Všechny styky těchto konstrukcí jsou uvažovány jako tuhé.



Obrázek 13 Perspektiva výpočtového modelu

Do výpočtového modelu je rovněž zahrnuta hmota odpovídající zatížení od obvodového pláště, příčkových konstrukcí, stálých zatížení podlahových konstrukcí a předpokládané zatížení užité. Pro seizmické výpočty je důležité, co možná nejlépe modelovat hmotu celé konstrukce, tedy nejen její stálé zatížení, ale i předpokládané zatížení užité.



Obrázek 14 **Pohled na typické patro**

7 Zatížení

Tato kapitola je věnována výpočtu zatížení, které působí na navrhovaný objekt. Výpočet bude probíhat dle normy ČSN EN 1991-1, která nám uvádí pokyny pro navrhování a zatížení konstrukcí pozemních a inženýrských staveb. Norma nám definuje dva druhy zatížení a to zatížení stálá a zatížení užitná.

Vlastní tíhy nosných konstrukcí se v následujících výpočtech nebudou objevovat, jelikož si je výpočetní program Scia Engineer 2012 počítá sám.

7.1 Stálá zatížení

Jedná se o celkovou tíhu nosných a nenosných prvků. Charakteristická tíha se stanoví podle geometrických a konstrukčních parametrů v projektu a dále podle hodnot objemové tíhy výchozích materiálů.

7.1.1 Střešní plášť

Střešní konstrukce je navržena jako jednoplášťová plochá střecha. Skladba střešního pláště byla převzata ze stránek společnosti DEKTRADE a.s.

Tabulka 8 Zatížení střešním pláštěm

| Skladba střešního pláště | Objemová hmotnost ρ | Tloušťka [m] | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|----------------------------------------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Mechanicky kotvena povlaková hydroizolace Alkorplan 34 176 | 1,96 kg.m ⁻¹ | 0,0015 | 0,020 | 1,35 | 0,026 |
| Tepelná izolace z desek Thermarof TR26 ve dvou | 32 kg.m ⁻³ | 0,16 | 0,051 | 1,35 | 0,069 |
| Spádová vrstva z tepelné izolace EPS150 S Stabil | 25 kg.m ⁻³ | 0,1 | 0,025 | 1,35 | 0,034 |
| Parotěsná vrstva z asfaltových pásů Glastek 40 Special Mineral | 1,9 kg.m ⁻¹ | 0,004 | 0,019 | 1,35 | 0,026 |
| Celkové zatížení skladbou střešního pláště | | | 0,115 | | 0,155 |

7.1.2 Podlaha

Jako pochůzí vrstva podlahy je v celém objektu uvažována keramická dlažba, od tohoto předpokladu se odvíjí i následující skladba.

Tabulka 9 Zatížení podlahou

| Skladba podlah | Objemová hmotnost ρ | Tloušťka [m] | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|---------------------------------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Keramická dlažba | 2200 kg.m ⁻³ | 0,008 | 0,176 | 1,35 | 0,238 |
| Betonová mazanina se svařovanou sítí ø6, oka 100x100 mm | 2300 kg.m ⁻³ | 0,055 | 1,265 | 1,35 | 1,708 |
| Separáční vrstva z PE fólie | 9,5 kg.m ⁻² | 0,002 | 0,019 | 1,35 | 0,026 |
| Tepeln  izolace z desek EPS150S Stabil | 25 kg.m ⁻³ | 0,08 | 0,020 | 1,35 | 0,027 |
| Celkové zatížení skladbou podlahy | | | 1,480 | | 1,998 |

7.1.3 Podhled

Spodn  strana stropní konstrukce je zatížena s drokartonov m podhledem. Podle údajů, které jsou uvedeny v technických listech společnosti Knauf je charakteristick  hodnota zatížení stanovena na 0,5 kN.m⁻². Po vyn soben  charakteristick  hodnoty zatížení součinitelem γ_f nám vyjde n vrhov  zatížení podhledem $g_d = 0,675$ kN.m⁻².

7.1.4 Schodiště

V objektu je navrheno dvouramenn  schodiště. Každ  rameno m  12 stupně rozměru 166,67 x 296,67 mm. Schodi t ov  deska, mezipodesty a podesty jsou vymodelovány ve výpočetním modelu. Jejich vlast  váha tedy bude zapo  tan  automaticky.

Tabulka 10 Zatížení schodištěm

| Výška stupně [m] |   rka stupně [m] | Plocha jednoho stupně [m ²] | Počet stupně na 1 m | Objemov  hmotnost ρ [kg.m ⁻³] | Charakteristick  zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | N vrhov  zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|----------------------------|------------------|-----------------------------------------|---------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| 0,16667 | 0,29667 | 0,0247 | 3,371 | 2500 | 2,08 | 1,35 | 2,81 |
| | | | | | | | |
| Keramick  dlažba | | 2200 kg.m ⁻³ | 0,008 | 0,176 | 1,35 | 0,238 | |
| Vnit rn  omítka | | 1800 kg.m ⁻³ | 0,002 | 0,036 | 1,35 | 0,049 | |
| Celkov  zatížení schodiště | | | | | 2,30 | | 3,10 |

7.1.5 V pl nov  zdivo

V pl nov  zdivo tvo r c  obvodov  pl    skeletu je ře eno jako nenosn  konstrukce. Bude provedena mezi sloupky skeletu s vnějším zateplením. Jako v pl nov  zdivo jsou

navrženy pórobetonové tvárnice Ytong P2-350. Zatížení zdivem působí na konstrukci jako rovnoměrné spojitě zatížení po délce, nikoliv jako plošné rovnoměrné spojitě zatížení.

Tabulka 11 Zatížení fasádou

| Fasáda | Objemová hmotnost ρ | Tloušťka [m] | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|--------------------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Zateplovací systém | 30 kg.m ⁻³ | 0,14 | 0,042 | 1,35 | 0,057 |
| Pórobetonová tvárnice Ytong P2-350 | 350 kg.m ⁻³ | 0,3 | 1,050 | 1,35 | 1,418 |
| Vnitřní omítka | 1800 kg.m ⁻³ | 0,04 | 0,720 | 1,35 | 0,972 |
| Celkové plošné rovnoměrné spojitě zatížení | | | 1,812 | | 2,446 |
| Výška fasády 3,4 m | | | | | |
| Celkové zatížení | | | 6,161 | | 8,316 |

Jelikož se jedná o objekt s plochou střechou, jeho nedílnou součástí bude i atika, která rovněž přitěžuje konstrukci.

Tabulka 12 Zatížení atikou

| Atika | Objemová hmotnost ρ | Tloušťka [m] | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|--------------------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Zateplovací systém | 30 kg.m ⁻³ | 0,14 | 0,042 | 1,35 | 0,057 |
| Pórobetonová tvárnice Ytong P2-350 | 350 kg.m ⁻³ | 0,3 | 1,050 | 1,35 | 1,418 |
| Vnitřní omítka | 1800 kg.m ⁻³ | 0,04 | 0,720 | 1,35 | 0,972 |
| Celkové plošné rovnoměrné spojitě zatížení | | | 1,812 | | 2,446 |
| Výška atiky 0,6 m | | | | | |
| Celkové zatížení | | | 1,087 | | 1,468 |

7.2 Užitné zatížení

Užitná zatížení pozemích staveb jsou taková zatížení, která vznikají v důsledku užívání stavby. V tomto případě se jedná o administrativní budovu, proto je budova zařazena dle tab. 6.1. v normě ČSN EN 1991-1-1 do kategorie B kancelářské plochy. Pro tuto kategorii je stanoveno užitné zatížení stropních konstrukcí v rozmezí 2,0 – 3,0 kN/m². Pro schodiště je stanoveno užitné zatížení v rozmezí 2,0 – 3,0 kN/m².

Dalším druhem užitého zatížení, které působí v objektu, je zatížení příčkami. V objektu se budou vyskytovat příčky z pórobetonových tvárnice Ytong P2-500, tloušťky 100 mm, vyzděné do výšky 3,75 m.

Tabulka 13 Zatížení příčkami

| Příčka | Objemová hmotnost ρ | Tloušťka [m] | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|--------------------------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Pórobetonová tvárnice Ytong P2-500 | 350 kg.m ⁻³ | 0,1 | 0,350 | 1,35 | 0,473 |
| Vnitřní omítka | 1800 kg.m ⁻³ | 2x0,004 | 0,144 | 1,35 | 0,164 |
| Celkové plošné rovnoměrné spojité zatížení | | | 0,494 | | 0,667 |
| Výška atiky 3,75 m | | | | | |
| Celkové zatížení | | | 1,853 | | 2,501 |

Pro příčky s menší vlastní tíhou než 3,0 kN/m nám norma ČSN EN 1991 umožňuje převést vlastní tíhu příček na rovnoměrné zatížení $q_k = 1,2$ kN/m², které se přidá k předchozímu spočítanému užitému zatížení.

Tabulka 14 Celková hodnota užitého zatížení

| Užitné zatížení | Charakteristické zatížení g_k [kN.m ⁻²] | γ_f | Návrhové zatížení g_d [kN.m ⁻²] |
|----------------------|-------------------------------------------------------|------------|-----------------------------------------------|
| Kancelářské prostory | 2,50 | 1,5 | 3,750 |
| Příčky | 1,20 | 1,5 | 1,800 |
| Celkové zatížení | 3,700 | | 5,550 |

| | | | |
|-----------|------|-----|------|
| Schodiště | 3,00 | 1,5 | 4,50 |
|-----------|------|-----|------|

7.3 Zatížení sněhem

Jak již bylo napsáno v kapitole 5, objekt se nachází ve městě Opava. Město Opava spadá do sněhové oblasti II. Pozemek se nachází na rovné, otevřené ploše do všech stran, nechráněné okolním terénem, vyššími stavbami nebo stromy.

Sněhová oblast II: $s_k = 1,0$ kN/m²

Součinitel expozice (typ krajiny – otevřená): $C_e = 0,8$

Tepelný součinitel ($\lambda < 1,0 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$): $C_t = 1,0$

Tvarový součinitel (sklon střechy $\alpha = 0^\circ$) $\mu_l = 0,8$

Charakteristická hodnota zatížení:

$$s_k = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,64 \text{ kN/m}^{-2}$$

7.4 Zatížení větrem

Zatížení větrem se popisuje zjednodušeně souborem tlaků nebo sil, jejichž účinky jsou ekvivalentní maximálním účinkům turbulentního větru. Česká republika je rozdělena na pět větrných oblastí, které nám definují základní rychlost větru. Město Opava spadá do oblasti II, kde je základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$.

Základní rychlost větru: $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru: $c_{dir} = 1,0$

Součinitel ročního období: $c_{season} = 1,0$

Kategorie terénu: II (oblast s nízkou vegetací)

Minimální výška: $z_{min} = 2 \text{ m}$

Parametr drsnosti terénu: $z_0 = 0,05 \text{ m}$

Referenční výška: $z = h = 16,6 \text{ m}$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \cdot \frac{z}{z_0} = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{16,6}{0,05} \right) = 1,103$$

Charakteristická střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1,103 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 27,57 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \frac{16,6}{0,05}} = 0,172$$

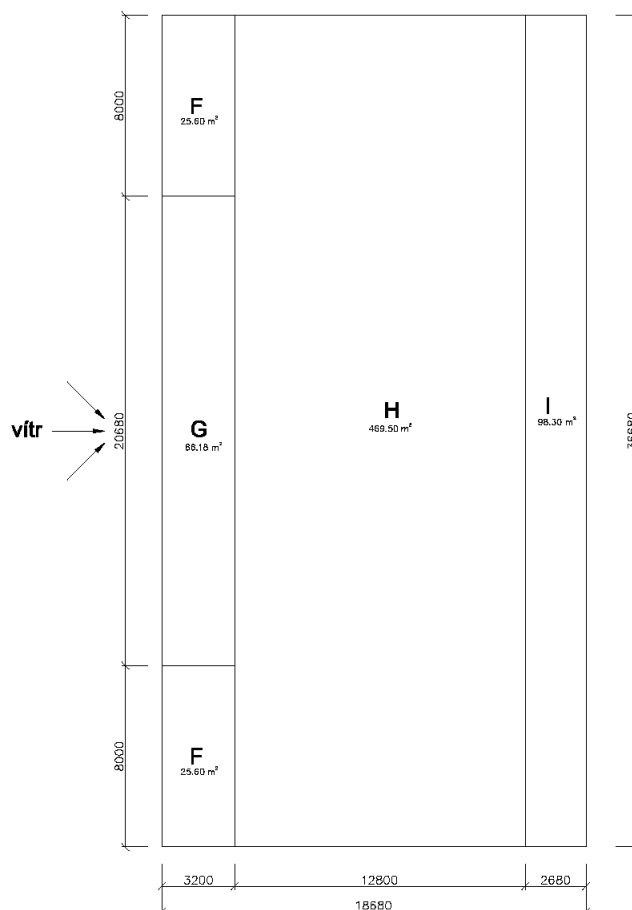
Maximální charakteristický tlak:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = [1 + 7 \cdot 0,172] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,57^2 = 1048 \text{ Nm}^{-2}$$

$$q_p(z) = 1,048 \text{ kNm}^{-2}$$

Střecha je rozdělena do jednotlivých oblastí, které jsou uvedeny na následujícím obrázku.

$$e = \min \begin{cases} 2h = 2 \cdot 16 = 32 \text{ m} \\ b = 36,68 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e = 32 \text{ m}$$



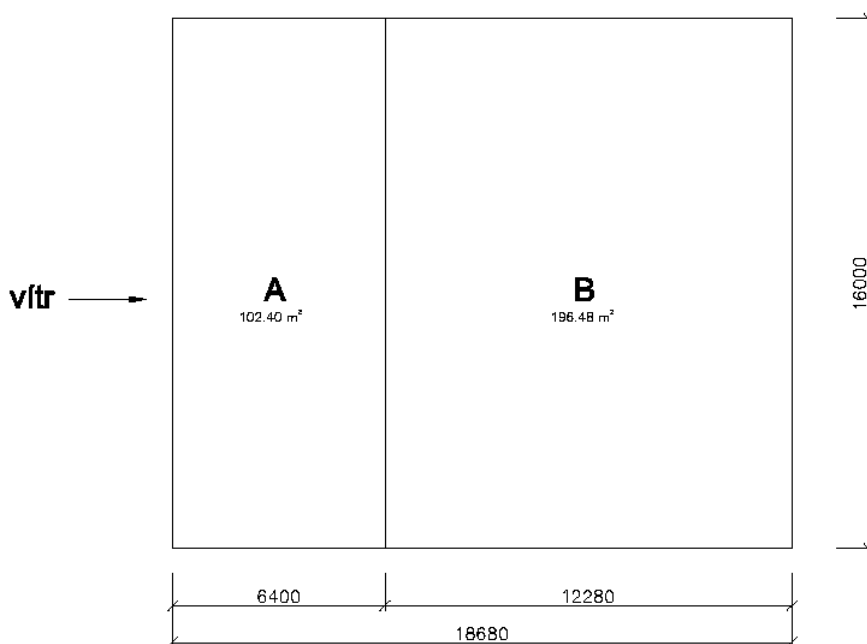
Obrázek 15 Rozdělení střechy do oblastí

Jelikož je plocha všech oblastí střechy větší než 10 m^2 , interpolujeme pro danou oblast součinitel $c_{pe,10}$. Pro plochou střechu byly lineární interpolací získané následující hodnoty součinitele vnějšího tlaku.

Tabulka 15 Součinitele vnějšího tlaku pro plochou střechu

| Typ ploché střechy | Oblast | | | |
|--------------------|--------|------|------|------|
| Ostré hrany | F | G | H | I |
| $h_p/h = 0,0375$ | -1,6 | -1,1 | -0,7 | +0,2 |
| | | | | -0,2 |

Zatížení větrem působí rovněž na stěnu objektu. Dle normy ČSN EN 1991 bylo rozdělení provedeno dle podmínky $e > d$.



Obrázek 16 Rozdělení svislé stěny do oblastí

Tabulka 16 Součinitele vnějšího tlaku pro stěnu

| Oblast | A | B | D | E |
|--------------|------|------|-----|------|
| $h/d = 0,86$ | -1,2 | -1,3 | 0,8 | -0,5 |

Součinitele vnitřního tlaku $c_{pi}^+ = +0,2$ a $c_{pi}^- = -0,3$.

Výsledné zatížení se vypočte pro každou oblast samostatně, podle vzorce:

$$w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

7.4.1 *Zatížení střechy*

Zatížení tlakem:

$$w_k^{F+} = 1,048 \cdot (-1,6 - 0,2) = -1,886 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{G+} = 1,048 \cdot (-1,1 - 0,2) = -1,362 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{H+} = 1,048 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,943 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{I+} = 1,048 \cdot (-0,2 - 0,2) = -0,419 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Zatížení sáním:

$$w_k^{F-} = 1,048 \cdot (-1,6 + 0,3) = -1,362 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{G-} = 1,048 \cdot (-1,1 + 0,3) = -0,838 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{H-} = 1,048 \cdot (-0,7 + 0,3) = -0,419 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{I-} = 1,048 \cdot (0,2 + 0,3) = +0,524 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

7.4.2 *Zatížení stěny*

Zatížení tlakem:

$$w_k^{A+} = 1,048 \cdot (-1,2 - 0,2) = -1,467 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{B+} = 1,048 \cdot (-1,3 - 0,2) = -1,572 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{D+} = 1,048 \cdot (0,8 - 0,2) = +0,626 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{E+} = 1,048 \cdot (-0,5 - 0,2) = -0,734 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Zatížení sáním:

$$w_k^{A-} = 1,048 \cdot (-1,2 + 0,3) = -0,943 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

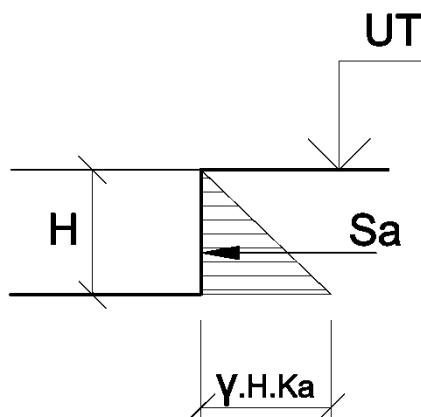
$$w_k^{B-} = 1,048 \cdot (-1,3 + 0,3) = -1,048 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{D-} = 1,048 \cdot (0,8 + 0,3) = +1,153 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$w_k^{E-} = 1,048 \cdot (-0,5 + 0,3) = -0,210 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

7.5 Zatížení zemním tlakem

Bok základové desky je zatížen aktivním zemním tlakem, který je nutno zohlednit při výpočtu zatížení.



Obrázek 17 Zatížení boku základu aktivním zemním tlakem

Objemová hmotnost zeminy γ :

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

Výška základu H :

$$H = 1 \text{ m}$$

Součinitel aktivního zemního tlaku K_a :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{23}{2} \right) = 0,438$$

Napětí na boku základu σ_h :

$$\sigma_h = \gamma \cdot H \cdot K_a = 20 \cdot 1 \cdot 0,438 = 8,76 \text{ kPa}$$

Síla od aktivního zemního tlaku S_a :

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a = 0,5 \cdot 20 \cdot 1^2 \cdot 0,438 = 4,38 \text{ kNm}^{-1}$$

7.6 Zatížení poddolováním

Zatížení poddolováním spadá do kategorie nahodilých dlouhodobých zatížení. Jak již bylo uvedeno výše, stavba se nachází v městě Opava, které se nenachází na poddolovaném

území. Pro účel této práce proto bude zaveden předpoklad malého vlivu poddolování pro staveniště kategorie IV.

Tabulka 17 Parametry přetvoření terénu

| Skupina stavenišť | Parametr přetvoření terénu | | |
|-------------------|--------------------------------------------|--------------------------|-------------------|
| | Vodorovné poměrné přetvoření ε | Poloměr zakřivení R [km] | Naklonění i [rad] |
| IV | $2 \cdot 10^{-3}$ | 16 | $4 \cdot 10^{-3}$ |

Další potřebnou tabulkou pro výpočet je tabulka s korekčními součiniteli. Korekční součinitele se liší dle rozměru dilatačního úseku. V tomto případě je dilatační úsek větší než 30 m.

Tabulka 18 Korekční součinitele

| Druh deformace | Korekční součinitel | Hodnoty korekčních součinitelů |
|--------------------------------------------|---------------------|--------------------------------|
| Naklonění i | μ_i | 0,8 |
| Křivost $\rho = 1/R$ | μ_ρ | 0,7 |
| Vodorovné poměrné přetvoření ε | μ_ε | 0,7 |

7.6.1 Zatížení vodorovným přetvořením terénu

Vodorovná poměrná přetvoření terénu představují nejnebezpečnější účinek poddolování na povrchové objekty.

Vodorovný posun Δx :

$$\Delta x = \mu_\varepsilon \cdot \varepsilon \cdot x = 0,7 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \cdot 18,34 = 0,026 \text{ m}$$

U horizontálně tuhých soustav vzniká na styku se základovou půdou smykové napětí v základové spáře, smykové napětí na bočním povrchu základu a zvýšený zemní tlak.

7.6.1.1 Smykové napětí v základové spáře

Napětí v základové spáře σ_v :

$$\sigma_v = 138,30 \text{ kPa}$$

Mezní smykové napětí v základové spáře τ_{uv} :

$$\tau_{uv} = \sigma_v \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = 138,30 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 60 = 110,34 \text{ kPa}$$

Hloubka tlumící vrstvy:

$$a = 0,75 \cdot L^{0,56} \cdot (1 - e^{-0,94 \cdot b^{0,53}}) = 0,75 \cdot 36,68^{0,56} \cdot (1 - e^{-0,94 \cdot 18,68^{0,53}}) = 5,57 \text{ m}$$

Jelikož se pod základovou spárou v rozmezí tloušťky tlumící vrstvy nenachází výrazně poddajnější vrstva, stanoví se hodnota smykového napětí v základové spáře pomocí výrazu:

$$\tau_x = \beta_x \cdot \mu_\varepsilon \cdot (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\text{eig}}) \cdot \eta E_{\text{oed}}$$

Součinitel polohy β_x :

$$\beta_x = \frac{\xi}{4} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \xi^2}}\right) = \frac{3,29}{4} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 3,29^2}}\right) = 0,583$$

Poměrná vzdálenost od těžiště základu ξ :

$$\xi = \frac{x}{a} = \frac{18,34}{5,57} = 3,29$$

Edometrický modul přetvárnosti E_{oed} :

$$E_{\text{oed}} = \frac{E_{\text{def}}}{\beta} = \frac{6}{0,40} = 15,00 \text{ MPa}$$

Korekční součinitel η :

Tento součinitel je získán lineární interpolací z tabulky uvedené v normě ČSN 73 0039. Pro získání tohoto součinitele je nutné nejprve určit poměr mezi hloubkou tlumící vrstvy a šířkou objektu:

$$\frac{a}{b} = \frac{5,57}{18,68} = 0,298$$

$$\eta = 1,1$$

Smykové napětí τ_x :

$$\tau_x = \beta_x \cdot \mu_\varepsilon \cdot (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\text{eig}}) \cdot \eta E_{\text{oed}} = 0,583 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1 \cdot 15000 = 13,46 \text{ kPa}$$

$$\tau_x = 13,46 \text{ kPa} < \tau_{uv} = 110,34 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

7.6.1.2 Smykové napětí na boční povrch základu

Mezní hodnota smykového napětí lze zjednodušeně spočítat pomocí následujícího vztahu, kde velikost vodorovného normálového napětí na bocích základu závisí na jeho hloubce pod terénem a stavu základové půdy.

Vodorovné napětí v základové spáře σ_h :

$$\sigma_h = 8,76 \text{ kPa}$$

Mezní hodnota smykového napětí τ_{uh} :

$$\tau_{uh} = \sigma_h \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = 8,76 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 60 = 63,19 \text{ kPa}$$

7.6.1.3 Zvýšený zemní tlak

Na kontaktních plochách orientovaných kolmo ke směru působení vodorovných přetvoření terénu dochází ke zvyšování zemního tlaku. Jeho velikost záleží na způsobu vzájemného pohybu konstrukce a zemního prostředí a na hloubce pod povrchem terénu. Proto, jedna z hlavních zásad návrhu objektu na poddolovaném území je volba co nejmenší hloubky založení.

Výslednice zvýšeného zemního tlaku $H_{x,ep}$ od přetvářejícího se zemního prostředí:

$$H_{x,ep} = \frac{H_{u,ep}}{2 \cdot g} \cdot (\sqrt{1 + 4B \cdot \Delta x} - 1)$$

Hodnota zvýšeného zemního tlaku $H_{x,ep}$, musí být menší, než výslednice největšího (pasivního) zemního tlaku $H_{u,ep}$:

$$H_{u,ep} = A \cdot \sigma_{u,ep}$$

Součinitel pasivního zemního odporu K_p :

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{23}{2} \right) = 2,285$$

Pasivní zemní odpor $\sigma_{u,ep}$:

$$\sigma_{u,ep} = \gamma \cdot H \cdot K_p = 20 \cdot 1 \cdot 2,285 = 45,7 \text{ kPa}$$

Výslednice největšího zemního tlaku $H_{u,ep}$:

$$H_{u,ep} = A \cdot \sigma_{u,ep} = 37 \cdot 1 \cdot 45,7 = 1690,9 \text{ kN}$$

Součinitel základové půdy ϑ :

Soudržná zemina $\vartheta = 2$

Součinitel základů B , pro základy, které nejsou propojeny poddajnými táhly, platí výraz:

$$B = \frac{\vartheta \cdot (z_f + h_f) \cdot \sqrt{A} \cdot E_{h,ev}}{L_f \cdot H_{u,ep}}$$

Náhradní vodorovný modul přetvárnosti zeminy a zpětného záhozu $E_{h,ev}$:

$$E_{h,ev} = \frac{E_h \cdot E_z}{E_z + \frac{b}{L} \cdot (E_h - E_z)}$$

Hodnota E_z vyjadřuje vodorovný modul přetvárnosti v závislosti na jeho stáří. Jelikož toto nejsme v tuto chvíli schopni zjistit, vystačíme si s modulem přetvárnosti původní zeminy E_h .

Hloubka působení výslednice zemního tlaku z :

$$z = \frac{2}{3} \cdot \frac{h_f^2 + 3 \cdot (h_f \cdot z_f + z_f^2)}{h_f + 2 \cdot z_f} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1^2 + 3 \cdot (1 \cdot 1 + 1^2)}{1 + 2 \cdot 1} = 1,56 \text{ m}$$

Bezrozměrný součinitel ξ :

$$\xi = \frac{2z}{3} = 1,04$$

Vodorovný modul přetvárnosti zeminy E_h :

$$E_h = \xi \cdot E_{def} = 1,04 \cdot 6 = 6,22 \text{ MPa}$$

Součinitel základů B :

$$B = \frac{2 \cdot (1 + 1) \cdot \sqrt{37 \cdot 1} \cdot 6222}{36,68 \cdot 1690,9} = 2,441 \text{ m}^{-1}$$

Výslednice zvýšeného zemního tlaku $H_{x,ep}$ od přetvářejícího se zemního prostředí:

$$H_{x,ep} = \frac{1690,9}{2 \cdot 2} \cdot (\sqrt{1 + 4 \cdot 2,441 \cdot 0,026} - 1) = 50,60 \text{ kN}$$

$$H_{x,ep} = 50,60 \text{ kN} < H_{u,ep} = 1690,9 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

U podzemních konstrukcí, které se počítají na účinky zemního tlaku a to nejen na poddolovaném území, se zvětšuje běžně uvažovaný zemní tlak o hodnotu zvýšeného zemního tlaku $H_{x,ep}$. Výsledná hodnota zemního tlaku H_{ep} přitom nesmí být menší, než zemní tlak v klidu a zároveň vyšší než pasivní zemní tlak $H_{u,ep}$.

Součinitel zemního tlaku v klidu K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 23^\circ = 0,609$$

Síla od zemního tlaku v klidu S_0 :

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1^2 \cdot 0,609 = 6,09 \text{ kNm}^{-1}$$

Výsledný zemní tlak H_{ep} :

$$h_{ep} = h_{x,ep} + S_a = \frac{H_{x,ep}}{L} + S_a = 1,38 + 4,38 = 5,76 \text{ kNm}^{-1}$$

Posouzení zemních tlaků:

$$S_0 = 6,09 \text{ kNm}^{-1} \nless h_{ep} = 5,76 \text{ kNm}^{-1}$$

NEVYHOVUJE

Jelikož podmínka není splněna, zatíží se konstrukce hodnotou zemního tlaku v klidu.

$$h_{x,pe} = S_0 - \frac{H_{x,ep}}{L} = 6,09 - 5,76 = 0,33 \text{ kNm}^{-1}$$

Při výpočtu účinku zemního tlaku na čelní plochy základů, musí být splněna podmínka mezního přetvoření zeminy Δ_{up} , při kterém vzniká pasivní zemní tlak:

$$\Delta_{up} = \frac{H_{ep} \cdot (1 + 2 \cdot \vartheta)^2}{4 \cdot \vartheta \cdot \omega \cdot \sqrt{A} \cdot E_{h,ev}} > \Delta x$$

Tvarový součinitel ω :

$$\omega = \frac{h_f^2}{A} = \frac{1^2}{37 \cdot 1} = 0,027$$

Mezní přetvoření zeminy Δ_{up} :

$$\Delta_{up} = \frac{H_{u,ep} \cdot (1 + 2 \cdot \vartheta)^2}{4 \cdot \vartheta \cdot \omega \cdot \sqrt{A} \cdot E_{h,ev}} = \frac{1690,9 \cdot (1 + 2 \cdot 2)^2}{4 \cdot 2 \cdot 0,027 \cdot \sqrt{37} \cdot 6222} = 5,17 \text{ m}$$

Deformační podmínka:

$$\Delta_{up} = 5,17 \text{ m} > \Delta x = 0,026 \text{ m}$$

VYHOVUJE

7.6.2 *Zatížení nakloněním terénu*

Nerovnoměrný pokles dvou bodů v podzákladi budovy Δy_i :

$$\Delta y_i = \mu_i \cdot i \cdot (x_2 - x_1) = 0,8 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot (37 - 0) = 0,118 \text{ m}$$

Na nakloněném objektu vznikají svislé vodorovné složky zatížení H_k , původně svislých zatížení:

$$H_k = \mu_i \cdot i \cdot V_k = 0,8 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 28467,6 = 91,10 \text{ kN}$$

7.6.3 *Zatížení zakřivením terénu*

Při zakřivení terénu vzniká jednak vzájemný výškový pokles základů Δy_p a dále pootočení základů o úhel $\Delta \varphi_p$.

Nerovnoměrný pokles základů Δy_p :

$$\Delta y_p = \mu_p \cdot \frac{x^2}{2R} = 0,7 \cdot \frac{18,5^2}{2 \cdot 16000} = 7,487 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Pootočení základů $\Delta \varphi_p$:

$$\Delta \varphi_p = \mu_p \cdot \frac{x}{R} = 0,7 \cdot \frac{18,5}{16000} = 8,093 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

Protože výpočet účinku zakřivení terénu vede u složitějších konstrukcí k řešení náročných interakčních úloh. Splněním dále uvedeným vztahem zajistíme, že napětí vyvolána účinkem zakřivení terénu nepřekročí přibližně 12,5 % výpočtových pevností nosného staviva. Tento vztah alespoň přibližným způsobem vyjadřuje tuhost konstrukce. U betonových skeletových konstrukcí platí podmínka:

$$L \leq R_{min} \cdot \frac{R_{sd} \cdot l \cdot \mu_{st}}{2 \cdot E_b \cdot h} = 16000 \cdot \frac{434,78 \cdot 4 \cdot 0,005}{2 \cdot 3500 \cdot 0,4} = 49,69 \text{ m}$$

$$L = 36,68 \text{ m} < R_{min} \cdot \frac{R_{sd} \cdot l \cdot \mu_{st}}{2 \cdot E_b \cdot h} = 49,69 \text{ m}$$

VYHOVUJE

7.7 Seizmické zatížení

Z hlediska seizmického návrhu se konstrukce dělí na pravidelné a nepravidelné. Toto rozlišení se projevuje při navrhování na seizmické zatížení v těchto aspektech:

- model konstrukce může být buď zjednodušený rovinný, nebo prostorový
- metoda výpočtu může být buď zjednodušená s použitím spektra pružné odezvy (metoda příčných sil), nebo modální analýza
- velikost součinitele duktility

Z těchto výše uvedených důvodů je třeba konstrukci posoudit na její pravidelnost.

Posouzení pravidelnosti půdorysu:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} < 4$$

$$\lambda = \frac{36,68}{18,68} = 1,96$$

$$\lambda = 1,96 < 4$$

VYHOVUJE

Posouzení excentricity konstrukce e_0 :

Jelikož je půdorys a všechny nosné prvky symetrické, je toto pravidlo splněno i bez náročného výpočtu.

Posouzení pravidelnosti po výšce:

Konstrukční výška jednotlivých podlaží je po celé výšce objektu stejná. Toto pravidlo lze taky považovat za splněné.

Všechna posouzení pravidelnosti jsou splněna, díky čemuž považujeme konstrukci za pravidelnou a můžeme pro výpočet účinků seizmického zatížení použít zjednodušenou metodu výpočtu – metodu příčných sil.

7.7.1 Výpočet účinků zatížení metodou příčných sil

Před samotným výpočtem, je třeba zatřídit zeminu pod objektem. Dle popisu, který byl uveden tabulce 3, je zemina třízena jako typ C. Pro stavby ve východní části České republiky se pro výpočet seizmického zatížení použije spektra pružné odezvy typu 1.

Tabulka 19 **Hodnoty parametrů popisující spektrum pružné odezvy typu 1**

| Typ základové půdy | S | T _B [s] | T _C [s] | T _D [s] |
|--------------------------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| C | 1,15 | 0,2 | 0,6 | 2 |

Konstrukce je navržena na třídu duktility M, z čehož vyplývá výraz pro výpočet základního součinitele duktility q_o :

$$q_o = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \cdot 1,3 = 3,9$$

Součinitel duktility q :

$$q = q_o \cdot k_w = 3,9 \cdot 1 = 3,9$$

Město Opava spadá do oblasti s referenčním zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,08 - 0,1 g$.

Návrhové zrychlení zeminy a_g :

$$a_g = a_{gR} \cdot g \cdot \gamma_l = 0,1 \cdot 9,81 \cdot 1 = 0,981 m \cdot s^{-2}$$

Jak již bylo uvedeno v teoretické části, pro stavby do výšky 40 m je hodnota periody vlastních kmitů dána dle následujícího výrazu:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0,6 s$$

Dále se objekt musí posoudit, zda není odezva v obou hlavních směrech výrazně ovlivněna tvary kmitání vyššími než základní tvar:

$$T_1 = 0,6 s \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c = 4 \cdot 0,6 = 2,4 s \\ 2,0 s \end{cases}$$

Dle vypočtených parametrů, které splňují podmínku $T_B \leq T_1 \leq T_C$ se vypočte návrhové spektrum pro vodorovné složky seizmického zatížení $S_d(T)$:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,981 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} = 0,723 m \cdot s^{-2}$$

Výpočet hmotnosti objektu nad základem:

Tabulka 20 Hmotnost nosných konstrukcí jednoho podlaží

| Konstrukce | Objem [m ³] | Objem. hm. [kg.m ⁻³] | Hmotnost [kg] |
|--------------------------------------------------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------|
| Deska | 153,00 | 2500,00 | 382500,00 |
| Sloupy | 12,80 | 2500,00 | 32000,00 |
| Průvlaky | 17,33 | 2500,00 | 43312,50 |
| Stěny | 36,00 | 2500,00 | 90000,00 |
| Celková hmotnost nosných konstrukcí jednoho patra [kg] | | | 547812,50 |
| Celková hmotnost nosných konstrukcí jednoho patra [t] | | | 547,81 |

Tabulka 21 Hmotnost ostatních konstrukcí jednoho podlaží

| Konstrukce | Char. zatížení [kg.m ^{-2,-1}] | Plocha [m ²], délka [m] | Hmotnost [kg] |
|------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|---------------|
| Podlahy | 148 | 612,00 | 90576,00 |
| Střecha | 11,5 | 612,00 | 7038,00 |
| Fasáda | 616,1 | 108,00 | 66538,8 |
| Atika | 185,3 | 108,00 | 20012,4 |

Tabulka 22 Hmotnost užitného zatížení

| Zatížení | Char. zatížení [kg.m ⁻²] | Plocha [m ²] | Hmotnost [kg] |
|-----------------|--------------------------------------|--------------------------|---------------|
| Užitné zatížení | 370 | 612,00 | 226440 |
| Sníh | 64 | 612,00 | 39168 |

Tabulka 23 Celková hmotnost stavby

| Podlaží | Nosné konstrukce [t] | Ostatní konstrukce [t] | Užitné zatížení [t] | Celkové zatížení podlaží |
|--------------------------------------------------|----------------------|------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1.NP | 547,81 | 157,11 | 226,44 | 931,37 |
| 2.NP | 547,81 | 157,11 | 226,44 | 931,37 |
| 3.NP | 547,81 | 157,11 | 226,44 | 931,37 |
| 4.NP | 547,81 | 157,11 | 226,44 | 931,37 |
| Střecha | | 27,05 | 39,17 | 66,22 |
| Celková hmotnost od stálého zatížení [t] | | | | 2846,76 |
| Celková hmotnost od užitného zatížení [t] | | | | 944,93 |
| Celková hmotnost stavby [t] | | | | 3791,69 |

Kombinace zatížení:

$$m = m_g + \psi_{E,i} \cdot \sum m_q = 2846,76 + 0,8 \cdot 944,93 = 3602,70 \text{ t}$$

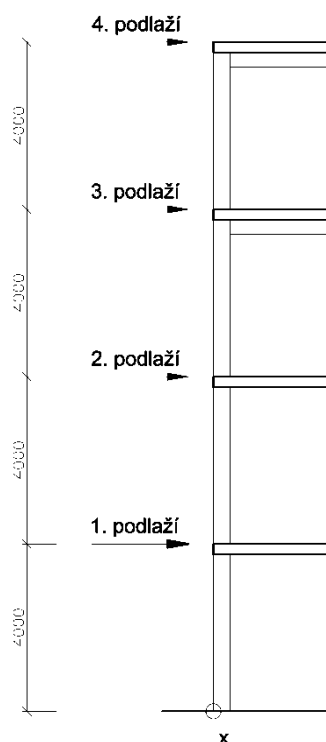
Seizmická smyková síla v základu F_b :

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,723 \cdot 3602,7 \cdot 1,0 = 2604,75 \text{ kN}$$

Suma statického momentu k bodu x:

$$\sum s_j \cdot m_j = 4 \cdot 931,37 + 8 \cdot 931,37 + 12 \cdot 931,37 + 16 \cdot 997,56$$

$$\sum s_j \cdot m_j = 38313,84 \text{ t} \cdot \text{m}$$



Obrázek 18 Rozdělení vodorovných sil pro jednotlivá podlaží

Výpočet vodorovných sil působících v jednotlivých podlaží F_i :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j}$$

1. podlaží:

$$F_1 = 2604,75 \cdot \frac{4 \cdot 931,37}{38313,84} = 253,28 \text{ kN}$$

2. podlaží:

$$F_2 = 2604,75 \cdot \frac{8 \cdot 931,37}{38313,84} = 506,55 \text{ kN}$$

3. podlaží:

$$F_3 = 2604,75 \cdot \frac{12 \cdot 931,37}{38313,84} = 759,83 \text{ kN}$$

4. podlaží:

$$F_4 = 2604,75 \cdot \frac{16 \cdot 997,56}{38313,84} = 1085,10 \text{ kN}$$

7.7.2 *Torzní účinky*

Příčná tuhost i hmota jsou symetricky rozděleny v půdoryse a mimořádná excentricita není zahrnuta ve výpočtu, proto bude náhodný účinek kroucení počítán násobením účinků zatížení v každém nosném prvku součinitelem δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

kde x vzdálenost uvažovaného prvku od těžiště stavby v půdoryse
 L_e vzdálenost mezi dvěma nejvzdálenějšími nosnými prvky

7.7.3 *Výpočet mezidpolažního posunu*

Hodnoty jednotlivých deformací náhradního prutu, jsou získány výstupem z programu Nexis 32. V programu byla vytvořena konzola o tuhosti odpovídající tuhosti stavby, která byla na svém konci vetknuta. Následně byla konzola zatížena vodorovnými silami působících v jednotlivých podlažích. [13]

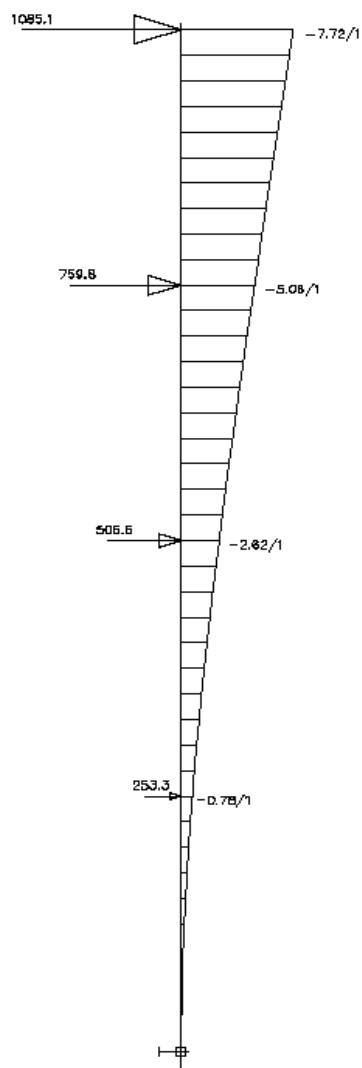
V následujícím výpočtu je nejprve stanoven přibližný moment setrvačnosti jednoho podlaží, z kterého je následně vypočten rozměr konzoly, která je zadána do programu Nexis 32.

Moment setrvačnosti jednoho podlaží I_y :

$$\begin{aligned} I_y &= I_{y,sloupy} + I_{y,stěny} = n_{sloupy} \cdot \frac{a^4}{12} + n_{stěny,1} \cdot \frac{1}{12} \cdot L \cdot t^3 + n_{stěny,2} \cdot \frac{1}{12} \cdot t \cdot L^3 \\ &= 20 \cdot \frac{20^4}{12} + 4 \cdot \frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 0,25^3 + 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,25 \cdot 6^3 = 9,074 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Výpočet rozměru konzoly a :

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot a^4 \rightarrow a = \sqrt[4]{12 \cdot I_y} = \sqrt[4]{12 \cdot 9,074} = 3,23 \text{ m}$$



Obrázek 19 Posun náhradního prutu

Výsledný mezipodlažní posun jednotlivých podlaží d_{si} :

$$d_{s1} = d_{x1} \cdot q = 0,78 \cdot 3,9 = 3,042 \text{ mm}$$

$$d_{s2} = (d_{x2} - d_{x1}) \cdot q = (2,62 - 0,78) \cdot 3,9 = 7,176 \text{ mm}$$

$$d_{s3} = (d_{x3} - d_{x2}) \cdot q = (5,06 - 2,62) \cdot 3,9 = 9,516 \text{ mm}$$

$$d_{s4} = (d_{x4} - d_{x3}) \cdot q = (7,72 - 5,06) \cdot 3,9 = 10,374 \text{ mm}$$

Pro stavby v nichž jsou nenosné křehké materiály připojeny ke konstrukci, je mezipodlažní posun omezen následujícím vztahem:

$$d_{si} \cdot v \leq 0,005h$$

Redukční součinitel ν je pro stavby s třídou významu II roven 0,5.

$$d_{s1} \cdot \nu = 3,042 \cdot 0,5 = 1,52 \text{ mm}$$

$$d_{s2} \cdot \nu = 7,176 \cdot 0,5 = 3,59 \text{ mm}$$

$$d_{s3} \cdot \nu = 9,516 \cdot 0,5 = 4,76 \text{ mm}$$

$$d_{s4} \cdot \nu = 10,374 \cdot 0,5 = 5,19 \text{ mm}$$

$$0,005h = 0,005 \cdot 4000 = 20 \text{ mm}$$

$$d_{si} \cdot \nu \leq 20 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

7.7.4 Účinky 2. řádu

Účinky 2. řádu nemusí být ve výpočtu uvažovány, jestliže je ve všech podlažích splněna následující podmínka:

$$\theta_i = \frac{P_{tot} \cdot d_{si}}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

$$\theta_1 = \frac{P_{tot} \cdot d_{s1}}{V_{tot} \cdot h} = \frac{37916,9 \cdot 3,042}{2351,47 \cdot 4000} = 0,0123 \leq 0,10$$

$$\theta_2 = \frac{P_{tot} \cdot d_{s2}}{V_{tot} \cdot h} = \frac{28603,2 \cdot 7,176}{2098,2 \cdot 4000} = 0,0245 \leq 0,10$$

$$\theta_3 = \frac{P_{tot} \cdot d_{s3}}{V_{tot} \cdot h} = \frac{19289,5 \cdot 9,516}{1844,92 \cdot 4000} = 0,0249 \leq 0,10$$

$$\theta_4 = \frac{P_{tot} \cdot d_{s4}}{V_{tot} \cdot h} = \frac{9975,8 \cdot 10,374}{1519,65 \cdot 4000} = 0,0170 \leq 0,10$$

$$\theta_i = \frac{P_{tot} \cdot d_{si}}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

VYHOVUJE

7.8 Zatěžovací stavy

V této kapitole budou pro přehlednost uvedeny všechny zatěžovací stavy, které vstupovali do výpočtu.

Tabulka 24 Přehled zatěžovacích stavů

Zatěžovací stavy

| Jméno | Popis | Typ posuvnění | Skupina zatížení | Typ zatížení | Spec | Směr | Působení | Řídící zat. stav |
|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| *Studentská verze* | *Studentká verze* | *Studentská verze* | *Studentská verze* | *Studentská verze* | *Studentká verze* | *Studentká verze* | *Studentká verze* | *Studentká verze* |
| Vlastní | | Stálé | LG1 | Vlastní tíha | | -Z | | |
| Snih | | Nahodilé | LG2 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 1-1 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-2 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-3 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-4 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-5 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-6 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-7 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-8 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 1-9 | 1NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-1 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-2 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-3 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-4 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-5 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-6 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-7 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-8 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 2-9 | 2NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-1 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-2 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-3 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-4 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-5 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-6 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-7 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-8 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 3-9 | 3NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-1 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-2 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-3 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-4 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-5 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-6 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-7 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-8 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 4-9 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný |
| U 5-1 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-2 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-3 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-4 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-5 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-6 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-7 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-8 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 5-9 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| Stálé | | Stálé | LG1 | Standard | | | | |
| U 1.10 | 1NP schody | Nahodilé | LG5 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 2.10 | 2NP schody | Nahodilé | LG5 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| U 3.10 | 3NP schody | Nahodilé | LG5 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| W1 | (+) | Nahodilé | LG6 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |
| W2 | (+) | Nahodilé | LG6 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný |

[illegible]

| Jméno | Popis | Typ působení | Skupina zatížení | Typ zatížení | Spec | Směr | Působení | Řídicí zat. stav | | |
|-------------------|------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| *Studentská verze | *Studentká verze | *Studentská verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze | *Studentká verze |
| U 4-11 | 4NP | Nahodilé | LG3 | Statické | Standard | | Střednědobé | Žádný | | |
| U 5-10 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný | | |
| U 5-11 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný | | |
| U 5-12 | 5NP | Nahodilé | LG4 | Statické | Standard | | Krátkodobé | Žádný | | |

7.9 Vnitřní síly

Výpočet vnitřních sil proběhl v programu Scia Engineer 2012. Jednotlivé vnitřní síly, které vstupují do výpočtu, jsou pro přehlednost uváděny společně s výstupy z programu v jednotlivých kapitolách.

8 Stabilita konstrukce

Vzhledem k působení seizmického zatížení a zatížení vyplývající z naklonění celého objektu vlivem poddolování, je potřeba analyzovat stabilitu konstrukce jako celku proti působení těchto vlivů.

Pro účely tohoto výpočtu je brán jako střed otáčení hrana základové desky a vliv užitého zatížení je pro svůj stabilizační charakter zanedbán. [13]

Stabilizační moment M_s :

$$M_s = \frac{L}{2} \cdot G_k = \frac{18}{2} \cdot 59692 = 537228 \text{ kNm} = 537,23 \text{ MNm}$$

Destabilizační momenty:

Moment od působícího větru M_w :

$$M_w = \left(h_z + \frac{H}{2}\right) \cdot (w_D + w_E) \cdot A_p = \left(1 + \frac{16}{2}\right) \cdot 1,363 \cdot 16 \cdot 30 = 5888,16 \text{ kNm} \\ = 5,89 \text{ MNm}$$

Moment od seizmického zatížení M_{seiz} :

$$M_{seiz} = \sum [(h_z + r_i) \cdot F_i] = 34149,84 \text{ kNm} = 34,15 \text{ MNm}$$

Moment od naklonění stavby M_p :

$$M_p = \left(\frac{h_z + H}{2}\right) \cdot H_k = \left(\frac{1 + 16}{2}\right) \cdot 91,1 = 774,35 \text{ kNm} = 0,78 \text{ MNm}$$

$$M_s = 537,23 \text{ MNm} > M_{des} = 40,82 \text{ MNm}$$

VYHOVUJE

9 Posouzení základové půdy

Základová spára se nachází v hloubce 1,0 m pod úrovní upraveného terénu. V této úrovni se nachází zemina zatříděna dle ČSN 73 1001 jako jíl žlutý, prachovitý, pevné konzistence s označením F6 – CL. Vlastnosti této zeminy jsou uvedeny v kapitole 5.

Pro výpočet je třeba znát celkovou velikost návrhové síly V_{Ed} , která působí na základovou půdu.

Výpočet vlastní tíhy konstrukce, včetně nahodilého zatížení byl již proveden při výpočtu zatížení seizmicitou, proto k němu stačí připočíst zatížení základovou deskou.

$$G_{stavba} = 37917 \text{ kN}$$

$$G_{základy} = 21775 \text{ kN}$$

$$Q_{stavba} = 9449 \text{ kN}$$

Výsledná návrhová síla je pak součet všech těchto zatížení, vynásobených příslušnými součiniteli.

$$V_{Ed} = \sum G \cdot \gamma_G + \sum Q \cdot \gamma_Q = (37917 + 21775) \cdot 1,35 + 9449 \cdot 1,5 = 94757,7 \text{ kN}$$

Napětí v základové spáře σ_{Ed} :

$$\sigma_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_o} = \frac{94757,7}{36,68 \cdot 18,68} = 138,30 \text{ kPa}$$

Posouzení:

$$\sigma_{Ed} = 138,30 \text{ kPa} < R_{dt} = 150 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

10 Návrh a posouzení konstrukcí

Tato kapitola se věnuje návrhu a posouzení vybraných prvků. Jmenovitě se jedná o stropní desku, průvlak a sloup. V jednotlivých podkapitolách je vždy na začátku znázorněn obrázek s umístěním konstrukce v půdoryse a výstup z programu Scia Engineer s průběhem vnitřních sil na konstrukci.

10.1 Materiálové charakteristiky

Uvedené materiálové charakteristiky platí pro všechny počítané konstrukce. Navržena třída betonu C40/50 a třída oceli B500B.

$$\lambda = 0,8$$

10.1.1 *Beton*

Třída betonu: C40/50

Charakteristická pevnost betonu v tlaku f_{ck} :

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Výpočtová pevnost betonu v tlaku f_{cd} :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$$

Průměrná pevnost betonu v tahu f_{ctm} :

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti betonu E_{cm} :

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

10.1.2 *Ocel*

Třída oceli: B500B

Charakteristická pevnost oceli f_{yk} :

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost oceli f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

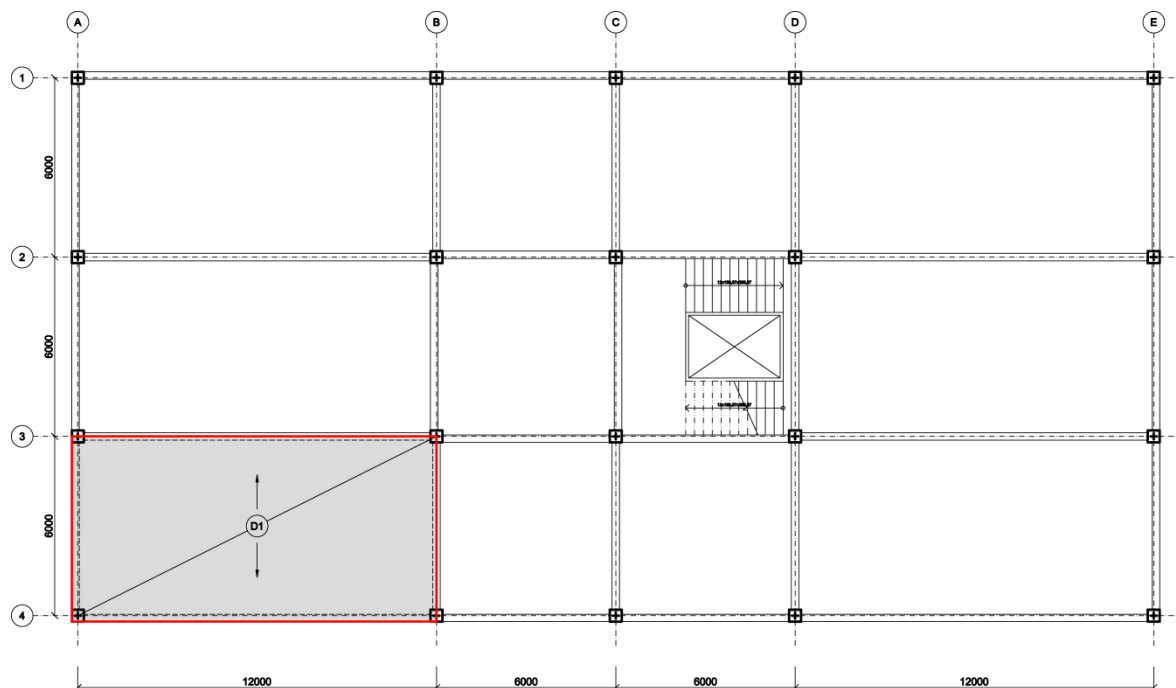
Modul pružnosti betonu E_{cm} :

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

10.2 Mezní stav únosnosti

10.2.1 Stropní deska

Vybraná stropní deska tloušťky 250 mm vykazuje největší ohybový moment. Nachází se nad 3.NP, je navržena jako jednostranně vyztužená s půdorysnými rozměry 12x6 m. Její umístění je patrné z následujícího obrázku.



Obrázek 20 Umístění stropní desky v půdoryse

Stropní deska je umístěna uvnitř budovy s nízkou vlhkostí vzduchu. Pro stropní desku tedy z hlediska karbonatce uvažujeme stupeň vlivu prostředí XC1 (suché nebo stále mokré prostředí). Stropní deska je zařazena pro třídu konstrukce S4 (návrhová životnost 50 let).

10.2.1.1 Krytí výztuže desky

Pro minimální hodnotu krycí výztuže platí dle ČSN EN 1991-1-1:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} = 12 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15 + 0 - 0 - 0 = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$c_{min} = 15 \text{ mm}$$

V desce očekávám výztuž průměru $\phi_s = 12 \text{ mm}$. Bude použito kamenivo do betonu průměru $< 32 \text{ mm}$. Z tohoto plyne $c_{min,b} = \phi_s = 12 \text{ mm}$.

Pro $c_{min,dur}$ plyne z tabulky v normě ČSN EN 1998-1-1 pro třídu konstrukce S4 a stupeň vlivu prostředí XC1 hodnota $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

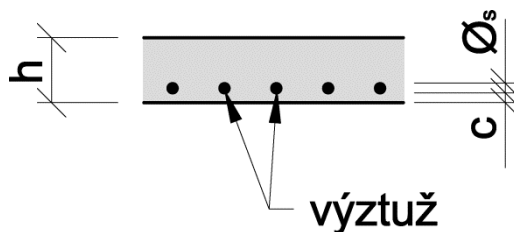
Návrhový přídavek krytí $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

Nominální krycí vrstva c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Navržená hodnota krytí výztuže desky je tedy:

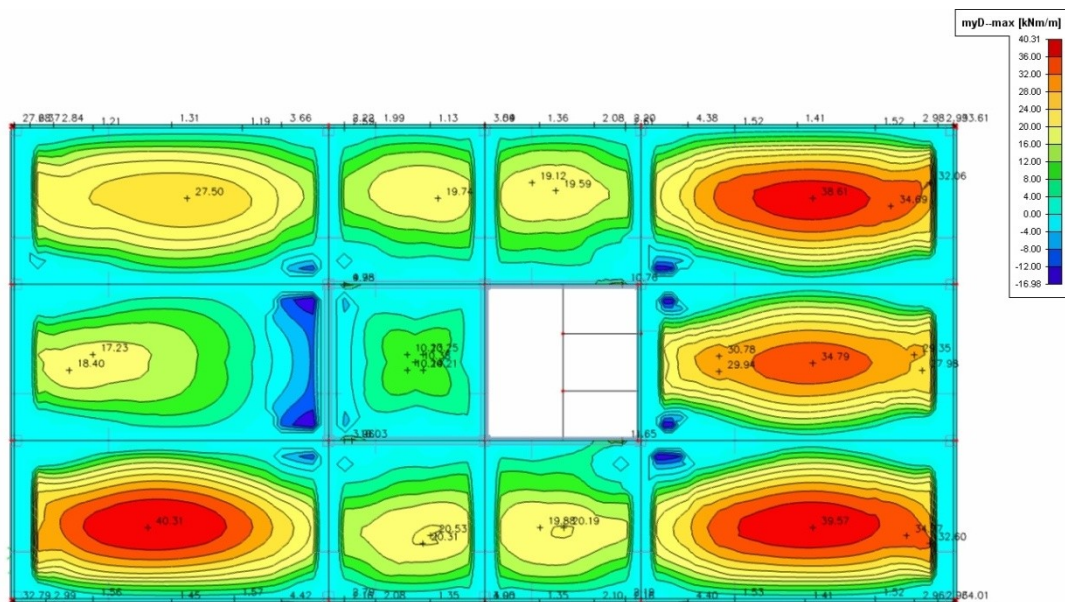
$$c = 25 \text{ mm}$$



Obrázek 21 Krytí výztuže desky

10.2.1.2 Návrh výztuže desky

Nejprve je třeba uvést vnitřní síly stanovené softwarem Scia Engineer 2012. Pro posouzení byla vybrána deska vykazující největší ohybový moment.



Obrázek 22 Průběh dimenzačních momentů m_D na stropní desce

Jak již bylo uvedeno v předcházející kapitole, mimořádná excentricita není zahrnuta ve výpočtu zatížení, proto bude náhodný účinek kroucení počítán násobením účinků zatížení součinitelem δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} = 1 + 0,6 \frac{6}{12} = 1,3$$

Vypočtený moment:

$$m_{max} = 40,31 \text{ kNm}$$

Návrhový moment:

$$m_{Ed} = m_{max} \cdot \delta = 40,31 \cdot 1,3 = 52,40 \text{ kNm}$$

Navržený profil podélné výztuže:

$$\phi_s = 12 \text{ mm}$$

Krytí výztuže:

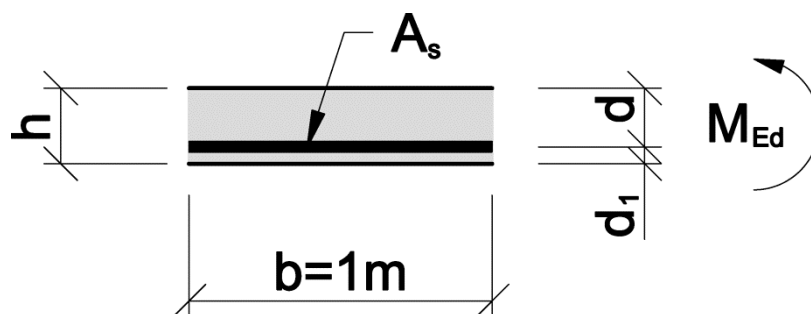
$$c = 25 \text{ mm}$$

Poloha těžiště výztuže:

$$d_1 = c + \frac{\phi_s}{2} = 25 + 6 = 31 \text{ mm}$$

Účinná výška:

$$d = h - d_1 = 250 - 31 = 219 \text{ mm}$$



Obrázek 23 Návrh výztuže desky

Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$:

$$\begin{aligned}
 A_{s,req} &= b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{x,Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\
 &= 1 \cdot 0,219 \cdot \frac{26,67}{434,78} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 52,40}{1 \cdot 0,219^2 \cdot 26,67 \cdot 10^3}} \right) \\
 &= 5,62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Navržen profil ØR12 po 180 mm ($A_s = 628 \text{ mm}^2$)

10.2.1.3 Posouzení průřezu

Návrhový moment: $m_{Ed} = 52,40 \text{ kNm}$

Výška desky: $h = 250 \text{ mm}$

Plocha výztuže: $A_s = 628 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště výztuže: $d_1 = 0,031 \text{ mm}$

Účinná výška: $d = 0,219 \text{ mm}$

Poloha neutrální osy plyne ze silové podmínky rovnováhy sil $F_s - F_c = 0$:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{1 \cdot 0,8 \cdot 26,67} = 0,0128 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil z_c :

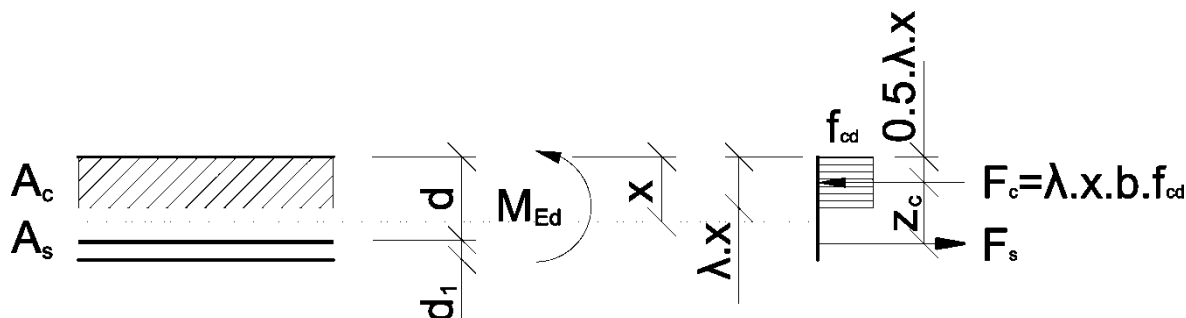
$$z_c = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,219 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0128 = 0,2139 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} :

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,2139 = 58,04 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 58,04 \text{ kNm} > m_{x,Ed} = 52,54 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE



Obrázek 24 Posouzení únosnosti desky

10.2.1.4 Konstrukční zásady pro prvky, které jsou navrhovány na vliv seizmicity

Všechny stropní a střešní konstrukce musí mít takovou tuhost, aby mohla výsledné vodorovné zatížení přenášet do svislých nosných prvků → podlaží působí jako tuhá diafragmata. Betonovou desku lze považovat za diafragma, pokud jsou splněny následující podmínky:

Minimální výška desky h_{min} :

$$h_{min} = 70 \text{ mm} < h = 250 \text{ mm}$$

Deska musí být vyztužená v obou horizontálních směrech s alespoň minimální plochou výztuže uvedené v ČSN EN 1992-1-1. Tento předpoklad není splněn, proto dojde k návrhu minimální plochy výztuže ve směru osy y.

10.2.1.5 Konstrukční zásady

Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže s_{max} :

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h = 2 \cdot 250 = 500 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right\} = 250 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 250 \text{ mm} \geq s = 180 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Minimální světlá vzdálenost prutů s_{min} :

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \varnothing = 1 \cdot 12 = 12 \text{ mm} \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 21 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 21 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} < s = 168 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Omezení množství tahové výztuže $A_{s,min,max}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 1000 \cdot 219 = 398,58 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 219 = 284,7 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \\ = 398,58 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 398,58 \text{ mm}^2 < A_s = 628 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1000 \cdot 250 = 10000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 10000 \text{ mm}^2 > A_s = 628 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

Omezení výšky tlačené oblasti ξ :

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0128}{0,219} = 0,0584$$

$$\xi_{max} = \min \left\{ \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{0,45}{700 + 434,78} = 0,617 \right\} = 0,45$$

$$\xi_{max} = 0,45 > \xi = 0,0584$$

VYHOVUJE

10.2.1.6 Výpočet kotevní délky

Pro žebírkovou výztuž lze stanovit návrhovou hodnotu mezního napětí v soudržnosti f_{bd} ze vztahu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,67 = 3,75 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v tahu f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka $l_{b,req}$:

$$l_{b,req} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,78}{3,75} = 347,82 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka l_{bd} :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 347,82 = 347,82 \text{ mm}$$

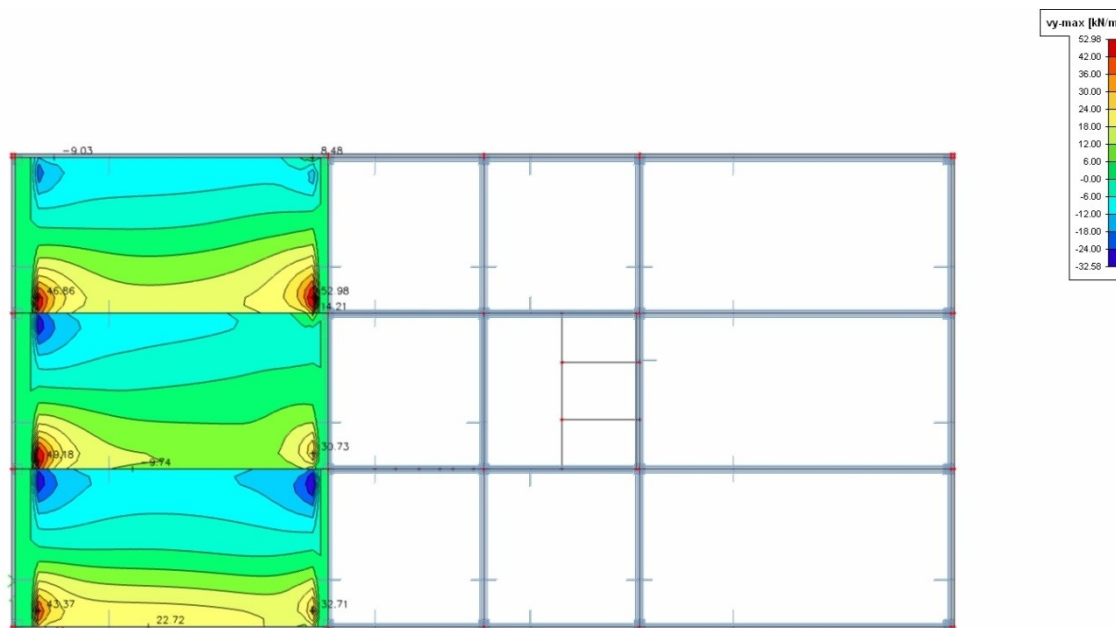
Navržena kotevní délka $l_{bd} = 350 \text{ mm}$.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 347,82 = 104,4 \text{ mm} \\ 10 \cdot \varnothing = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 120 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 120 \text{ mm} < l_{bd} = 350 \text{ mm}$$

10.2.1.7 Posouzení stropní desky na mezní stav porušení posouvající silou

Posouzení desek na mezní stav porušení není obvyklé. Pro desku tloušťky 250 mm nastává možnost velkého působení smykových sil, proto jsem toto posouzení provedl.



Obrázek 25 Průběh posouvajících sil V_y na stropní desce

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,cm} + V_{Rd,cn}$$

$$V_{Rd,cm} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,cn} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

Jelikož pro konstrukce namáhané pouze ohybem se vliv normálové síly neprojeví $\sigma_{cp} = 0$, vztah pro návrhovou hodnotu únosnosti ve smyku se upraví následovně:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,cm} + 0$$

$$\text{s omezením } \geq v_{min} \cdot b \cdot d$$

Součinitel $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Součinitel výšky k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = \sqrt{\frac{200}{0,219}} = 1,956 < 2$$

Stupeň vyztužení ρ_1 :

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{628}{1000 \cdot 219} = 0,00287 < 0,02$$

VYHOVUJE

Minimální ekvivalentní smyková pevnost betonu v_{min} :

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,956^{3/2} \cdot \sqrt{40} = 0,606 \text{ MPa}$$

Návrhová smyková únosnost desky bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \\ &= \left[0,12 \cdot 1,956 \cdot (100 \cdot 0,00287 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,219 = 0,116 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\text{maximálně však } v_{min} \cdot b \cdot d = 0,606 \cdot 1,0 \cdot 0,219 = 0,132 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c} = 132 \text{ kN} > V_{Ed} = 52,98 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

10.2.1.8 Návrh výztuže desky (osa x)

Navržený profil podélné výztuže: $\phi_{s,y} = 12 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c = 25 \text{ mm}$

Poloha těžiště výztuže: $d_2 = c + \phi_s + \frac{\phi_{s,y}}{2} = 25 + 12 + 6 = 43 \text{ mm}$

Účinná výška: $d = h - d_2 = 250 - 43 = 207 \text{ mm}$

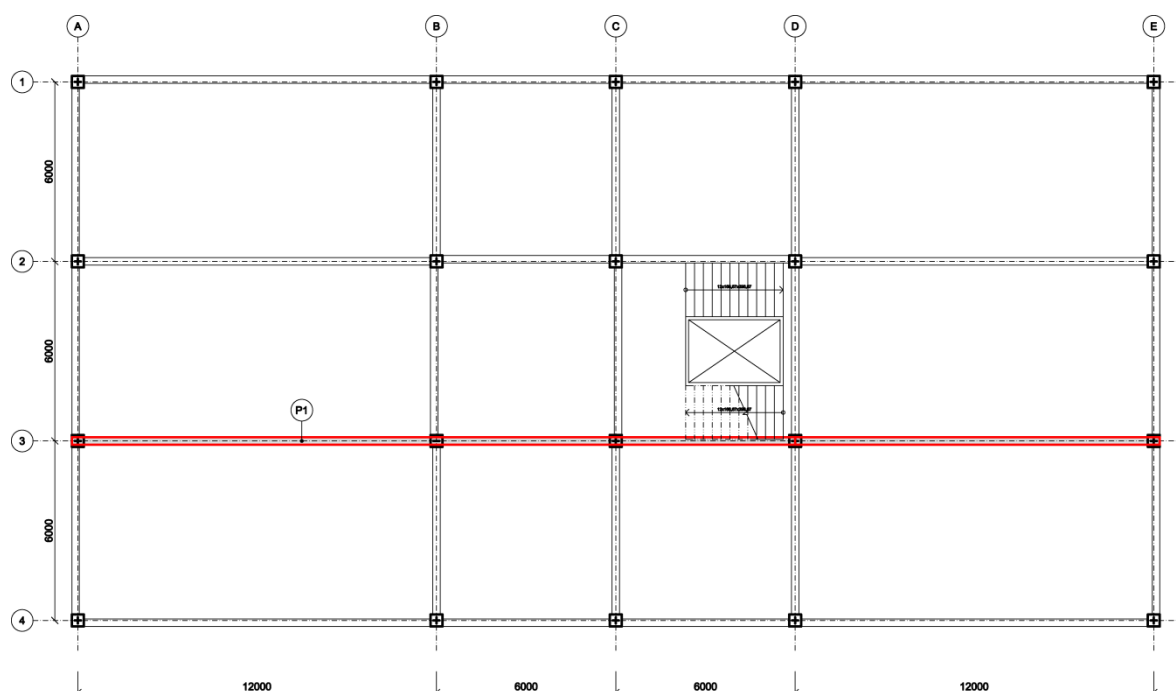
Minimální plocha výztuže $A_{s,min,y}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 1000 \cdot 207 = 376,74 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 207 = 269,10 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \\ = 376,74 \text{ mm}^2$$

Navržen profil ØR12 po 250 mm ($A_{s,y} = 452 \text{ mm}^2$)

10.2.2 Průvlak

Průvlak s rozměry 600x250 mm se nachází nad 3.NP a navazuje na stropní desku posouzenou v předchozí kapitole. Průvlak se nachází mezi dvěma stropními deskami, proto bude navržen jako T-průřez. Ve výkrese tvaru je tento průvlak označen jako P1.



Obrázek 26 Umístění průvlaku v půdoryse

Průvlak je umístěn uvnitř budovy s nízkou vlhkostí vzduchu. Pro průvlak tedy z hlediska karbonatace uvažujeme stupeň vlivu prostředí XC1 (suché nebo stále mokré prostředí). Průvlak je zařazen pro třídu konstrukce S4 (návrhová životnost 50 let).

Rozpětí: $l_1 = 6 \text{ m}$

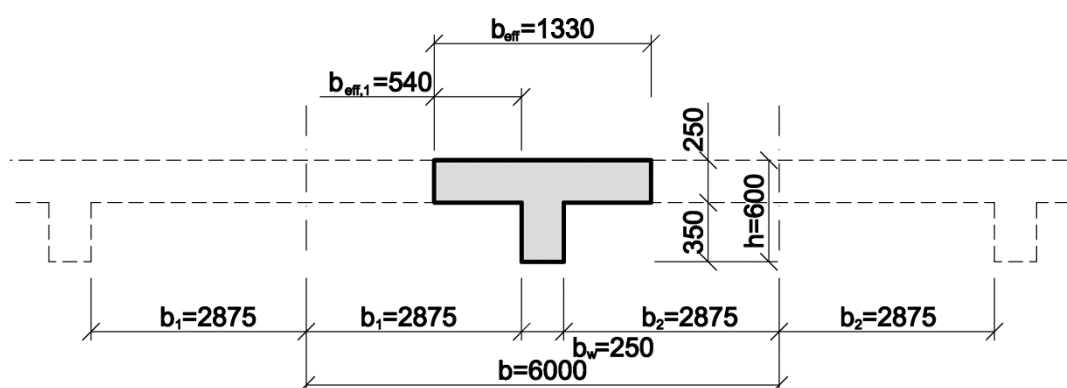
$$l_2 = 12 \text{ m}$$

Výška průvlaku: $h = 0,6 \text{ m}$

Šířka trámu: $b_w = 0,25 \text{ m}$

Vzdálenost průřezu s nulovými momenty l_0 :

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_1 + l_2) = 0,15 \cdot (6 + 12) = 2,7 \text{ m}$$



Obrázek 27 Základní rozměry stropního trámu

Spolupůsobící šířka b_{eff} :

$$l_0 = 2,70 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2,875 + 0,1 \cdot 2,7 = 0,845 \text{ m} \nless 0,2 \cdot l_0 \\ = 0,2 \cdot 2,70 = 0,54 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,54 \text{ m} < b_1 = 2,875 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 0,54 + 0,54 + 0,25 = 1,33 \text{ m} < b = 6 \text{ m}$$

10.2.2.1 Krytí výztuže průvlaku

Pro minimální hodnotu krycí výztuže platí dle ČSN EN 1991-1-1:

$$c_{min,sw} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 10 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15 + 0 - 0 - 0 = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{min,sw} = 15 \text{ mm}$$

V průvlaku očekávám třmínky průměru $\phi_s = 10 \text{ mm}$. Bude použito kamenivo do betonu průměru $< 32 \text{ mm}$. Z tohoto plyne $c_{min,b} = \phi_s = 10 \text{ mm}$.

Pro $c_{min,dur}$ plyne z tabulky v normě ČSN EN 1998-1-1 pro třídu konstrukce S4 a stupeň vlivu prostředí XC1 hodnota $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Návrhový přírůstek krytí $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$.

Nominální krycí vrstva c_{nom} :

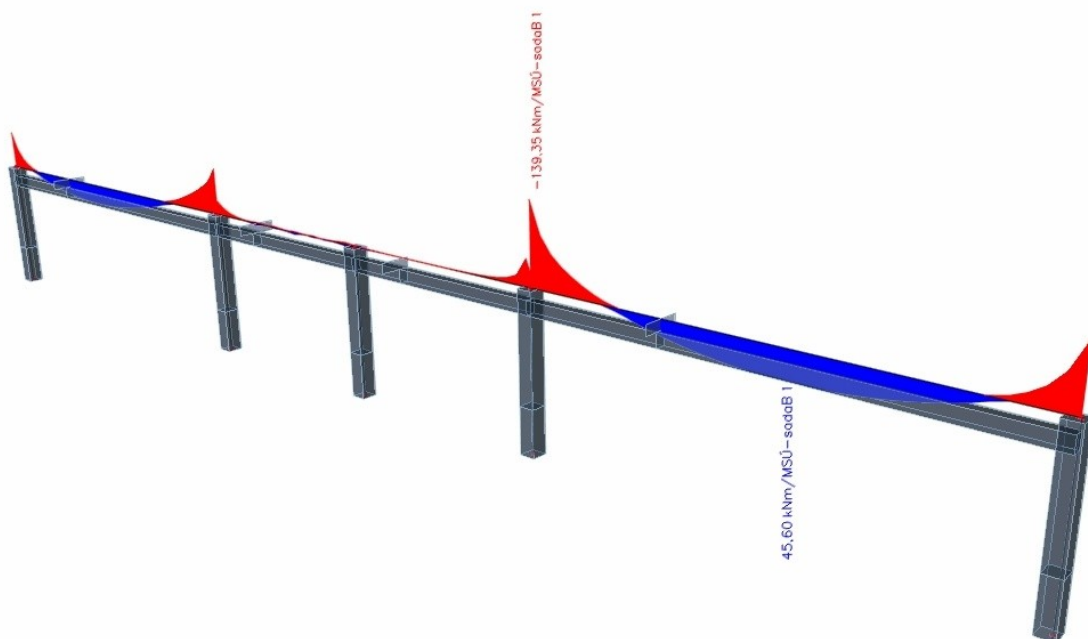
$$c_{nom} = c_{min,sw} + \phi_{sw} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 + 5 = 30 \text{ mm}$$

Navržena hodnota krytí výztuže průvlaku je tedy:

$$c = 30 \text{ mm}$$

10.2.2.2 Návrh výztuže průvlaku (v poli)

Nejprve je třeba uvést vnitřní síly stanovené softwarem Scia Engineer 2012.



Obrázek 28 Průběh momentů na průvlaku

Návrhový moment:

$$m_{max}^+ = 45,60 \text{ kNm}$$

Náhodný účinek kroucení počítán násobením účinků zatížení součinitelem δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} = 1 + 0,6 \frac{6}{12} = 1,3$$

Návrhový moment:

$$m_{Ed}^+ = m_{max} \cdot \delta = 45,60 \cdot 1,3 = 59,28 \text{ kNm}$$

Navržený profil výztuže:

$$\phi_s = 12 \text{ mm}$$

Navržený profil třmínků:

$$\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

Poloha těžiště výztuže: $d_1 = c + \phi_{sw} + \frac{\phi_s}{2} = 30 + 10 + 6 = 46 \text{ mm}$

Účinná výška: $d = h - d_1 = 600 - 46 = 554 \text{ mm}$

Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$:

$$A_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,95 \cdot d} = \frac{59,28}{434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,554} = 2,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržen profil 3ØR12 ($A_s = 339 \text{ mm}^2$)

10.2.2.3 Posouzení průvlaku (v poli)

Nejprve ze silové podmínky $F_s - F_c = 0$ stanovíme plochu tlačného betonu, která odpovídá výšce $\lambda \cdot x$:

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{26,67} = 0,00553 \text{ m}^2$$

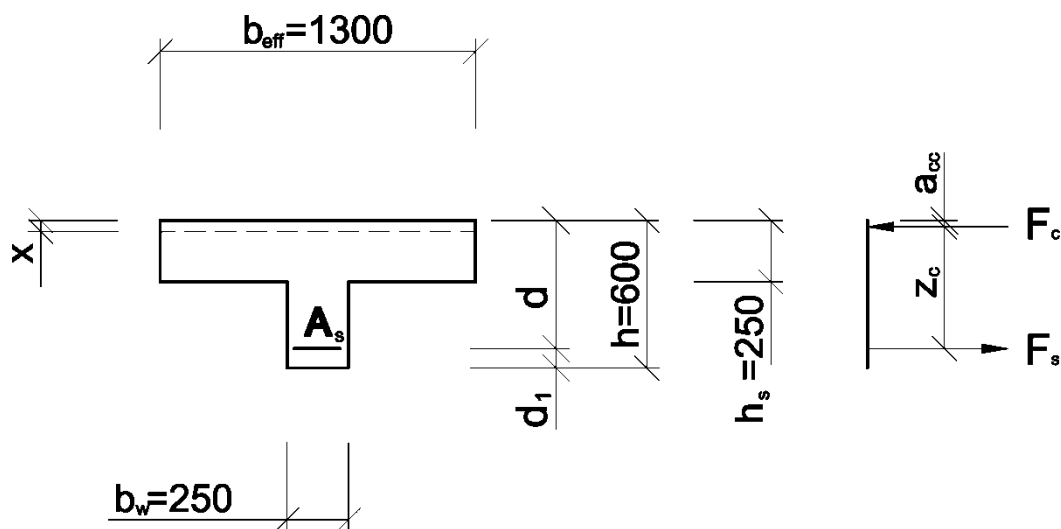
Jestliže známe tlačnou plochu, stanovíme $\lambda \cdot x$ tak, že najdeme takovou vzdálenost od tlačného vlákna, která této ploše odpovídá:

$$A_{cc,1} = b_{eff} \cdot h_s = 1,33 \cdot 0,25 = 0,333 \text{ m}^2 > A_{cc} = 0,00553 \text{ m}^2$$

To znamená, že vzdálenost $\lambda \cdot x$ se nachází v betonové desce. Z toho tedy plyne:

$$\lambda \cdot x = \frac{A_{cc}}{b_{eff}} = \frac{0,00553}{1,33} = 0,0042 \text{ m} < h_s = 0,25 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = \frac{0,0042}{0,8} = 0,00519 \text{ m}$$



Obrázek 29 Posouzení výztuže trámu

Vzdálenost těžiště tlačené části betonu a_{cc} :

$$a_{cc} = 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,00519 = 0,00208 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil z_c :

$$z_c = d - a_{cc} = 0,554 - 0,00305 = 0,551 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} :

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,551 = 81,65 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 81,65 \text{ kNm} > m_{Ed}^+ = 59,28 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

10.2.2.4 Konstrukční zásady pro prvky, které jsou navrhovány na vliv seizmicity

Podél celé délky primárního seizmického nosníku nesmí být stupeň tahového vyztužení menší než následující hodnota ρ_{min} :

Stupeň tahového vyztužení průřezu ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot h_w} = \frac{339}{250 \cdot 600} = 0,00226$$

Minimální stupeň tahového vyztužení ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{3,5}{500} \right) = 0,0035$$

$$\rho = 0,00226 < \rho_{min} = 0,0035$$

NEVYHOVUJE

→ jelikož množství tahové výztuže nevyhovuje požadavku ČSN EN 1998 na minimální stupeň tahového vyztužení, musí být množství výztuže zvětšeno tak, aby byl požadavek splněn

$$\rho = \rho_{min} \rightarrow \frac{A_{s,seizm}}{b_w \cdot h_w} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

$$A_{s,seizm} = \frac{0,5 \cdot b_w \cdot h_w \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{0,5 \cdot 0,25 \cdot 0,6 \cdot 3,5}{500} = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržen profil 5ØR12 ($A_s = 566 \text{ m}^2$)

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{5,56 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{26,67} = 0,00091 \text{ m}^2$$

$$A_{cc,1} = b_{eff} \cdot h_s = 1,33 \cdot 0,25 = 0,333 \text{ mm} > A_{cc} = 0,00091 \text{ m}^2$$

$$\lambda \cdot x = \frac{A_{cc}}{b_{eff}} = \frac{0,00091}{1,33} = 0,00068 \text{ m} < h_s = 0,25 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = \frac{0,00068}{0,8} = 0,00086 \text{ m}$$

$$a_{cc} = 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,00086 = 0,00034 \text{ m}^2$$

$$z_c = d - a_{cc} = 0,554 - 0,0005 = 0,553 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 5,66 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,553 = 136,21 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 136,21 \text{ kNm} \gg m_{Ed}^+ = 59,28 \text{ kNm}$$

V tlačené zóně nesmí být výztuž menší než polovina výztuže v zóně tažené:

$$A_{s,tlak} = \frac{A_s}{2} = \frac{556}{2} = 278 \text{ mm}^2$$

Navržena výztuž v tlačené zóně 3ØR12 ($A_s = 339 \text{ m}^2$)

Stupeň tahového vyztužení nesmí překročit hodnotu ρ_{max} :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{syd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00217} \cdot \frac{26,67}{434,783} = 0,0075$$

Stupeň tlakového vyztužení ρ' :

$$\rho' = 0 \rightarrow \text{na straně bezpečné}$$

Součinitel duktility křivosti μ_ϕ pro $T_1 > T_c$:

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

Poměrné protažení ε_{syd} :

$$\varepsilon_{syd} = 0,00217$$

Stupeň tahové vyztužení ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot h_w} = \frac{566}{250 \cdot 600} = 0,0038$$

$$\rho_{max} = 0,75 \% < \rho = 0,38 \%$$

VYHOVUJE

10.2.2.5 Konstrukční zásady (v poli)

Konstrukční zásady budou stanoveny pro výztuž, která splňuje požadavky ČSN EN 1998 na minimální stupeň tahového vyztužení.

Minimální světlá vzdálenost prutů s_{min} :

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \varnothing = 1 \cdot 12 = 12 \text{ mm} \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 21 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 21 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} < s = 27,5 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Omezení množství tahové výztuže $A_{s,min,max}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 250 \cdot 554 = 252,07 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_w \cdot d = 0,0013 \cdot 250 \cdot 554 = 180,05 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \\ = 252,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 252,07 \text{ mm}^2 < A_s = 556 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 250 \cdot 600 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 6000 \text{ mm}^2 > A_s = 556 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

Omezení výšky tlačené oblasti ξ :

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,00126}{0,554} = 0,00227$$

$$\xi_{max} = \min \left\{ \frac{0,45}{\frac{700}{700 + f_{yd}}} = 0,617 \right\} = 0,45$$

$$\xi_{max} = 0,45 \geq \xi = 0,0027$$

VYHOVUJE

10.2.2.6 Výpočet kotevní délky (v poli)

Pro žebírkovou výztuž lze stanovit návrhovou hodnotu mezního napětí v soudržnosti f_{bd} ze vztahu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,67 = 3,75 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v tahu f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka $l_{b,req}$:

$$l_{b,req} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,78}{3,75} = 347,82 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka l_{bd} :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 347,82 = 347,82 \text{ mm}$$

Navržena kotevní délka $l_{bd} = 350 \text{ mm}$.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 347,82 = 104,4 \text{ mm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 120 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 120 \text{ mm} < l_{bd} = 350 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

10.2.2.7 Návrh výztuže průvlaku (nad podporou)

Maximální moment: $m_{max}^- = 139,35 \text{ kNm}$

Náhodný účinek kroucení: $\delta = 1,3$

Návrhový moment: $m_{Ed}^- = m_{max} \cdot \delta = 181,16 \text{ kNm}$

Navržený profil výztuže: $\phi_s = 14 \text{ mm}$

Navržený profil třmínků: $\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$

Krytí výztuže: $c = c_{deska} + \phi_{sw} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$

Poloha těžiště výztuže: $d_1 = c + \frac{\phi}{2} = 35 + 8 = 43 \text{ mm}$

Účinná výška: $d = h - d_1 = 600 - 43 = 557 \text{ mm}$

Návrhový moment nad podporou zmenšený o redukci momentu $M_{Ed,red}$:

$$M_{Ed,red} = m_{Ed}^- - F_{Ed,sup} \cdot \frac{t}{8} = 181,16 - 419,91 \cdot \frac{0,4}{8} = 160,16 \text{ kNm}$$

Požadovaná plocha výztuže $A_{s,req}$:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,red}}{f_{yd} \cdot 0,95 \cdot d} = \frac{147,12}{434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 0,557} = 6,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržen profil 5ØR14 ($A_s = 770 \text{ mm}^2$)

10.2.2.8 Posouzení průvlaku (v poli)

Plocha tlačného betonu A_{cc} :

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{7,7 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{26,67} = 0,0126 \text{ m}^2$$

$$A_{cc,1} = b_{eff} \cdot h_s = 0,905 \cdot 0,25 = 0,226 \text{ m}^2 > A_{cc} = 0,0126 \text{ m}^2$$

Poloha neutrální osy x :

$$\lambda \cdot x = \frac{A_{cc}}{b_{eff}} = \frac{0,0126}{1,33} = 0,0095 \text{ m} < h_s = 0,25 \text{ m}$$

$$\rightarrow x = \frac{0,0095}{0,8} = 0,0118 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště tlačené části betonu a_{cc} :

$$a_{cc} = 0,5 \cdot \lambda \cdot x = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,0118 = 0,0047 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil z_c :

$$z_c = d - a_{cc} = 0,557 - 0,0047 = 0,552 \text{ m}$$

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} :

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 7,70 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,550 = 184,13 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{M_{Rd} = 184,13 \text{ kNm} > m_{Ed} = 147,12 \text{ kNm}}$$

VYHOVUJE

10.2.2.9 Konstrukční zásady pro prvky, které jsou navrhovány na vliv seizmicity

Podél celé délky primárního seizmického nosníku nesmí být stupeň tahového vyztužení menší než následující hodnota ρ_{min} :

Stupeň tahového vyztužení průřezu ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot h_w} = \frac{770}{250 \cdot 600} = 0,00513$$

Minimální stupeň tahového vyztužení ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{3,5}{500} \right) = 0,0035$$

$$\rho = 0,00513 > \rho_{min} = 0,0035$$

VYHOVUJE

V tlačené zóně nesmí být výztuž menší než polovina výztuže v zóně tažené:

$$A_{s,tlak} = \frac{A_s}{2} = \frac{770}{2} = 385 \text{ mm}^2$$

Navržena výztuž v tlačené zóně profil 4ØR12 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Stupeň tahového vyztužení nesmí překročit hodnotu ρ_{max} :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{syd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0 + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00217} \cdot \frac{26,67}{434,783} = 0,0075$$

Stupeň tlakového vyztužení ρ' :

$$\rho' = 0 \rightarrow \text{na straně bezpečné}$$

Součinitel duktility křivosti μ_ϕ pro $T_1 > T_c$:

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

Poměrné protažení ε_{syd} :

$$\varepsilon_{syd} = 0,00217$$

Stupeň tahové vyztužení ρ :

$$\rho = 0,00513$$

$$\rho_{max} = 0,75 \% < \rho = 0,51 \%$$

VYHOVUJE

10.2.2.10 Konstrukční zásady (nad podporou)

Minimální světlá vzdálenost prutů s_{min} :

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \emptyset = 1 \cdot 14 = 14 \text{ mm} \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 21 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 21 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} < s = 31 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Omezení množství tahové výztuže $A_{s,min,max}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,5}{500} \cdot 250 \cdot 557 = 253,44 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_w \cdot d = 0,0013 \cdot 250 \cdot 557 = 181,03 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \\ = 253,44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 253,44 \text{ mm}^2 < A_s = 770 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 250 \cdot 600 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 6000 \text{ mm}^2 > A_s = 770 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE

Omezení výšky tlačené oblasti ξ :

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0175}{0,557} = 0,031$$

$$\xi_{max} = \left\{ \frac{0,45}{\frac{700}{700 + f_{yd}}} = 0,617 \right\} = 0,45$$

$$\xi_{max} = 0,45 > \xi = 0,031$$

VYHOVUJE

10.2.2.11 Návrh kotevní délky (nad podporou)

Pro žebírkovou výztuž lze stanovit návrhovou hodnotu mezního napětí v soudržnosti f_{bd} ze vztahu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,67 = 3,75 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v tahu f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka $l_{b,req}$:

$$l_{b,req} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{434,78}{3,75} = 405,79 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka l_{bd} :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 405,79 = 405,79 \text{ mm}$$

Navržena kotevní délka $l_{bd} = 410 \text{ mm}$.

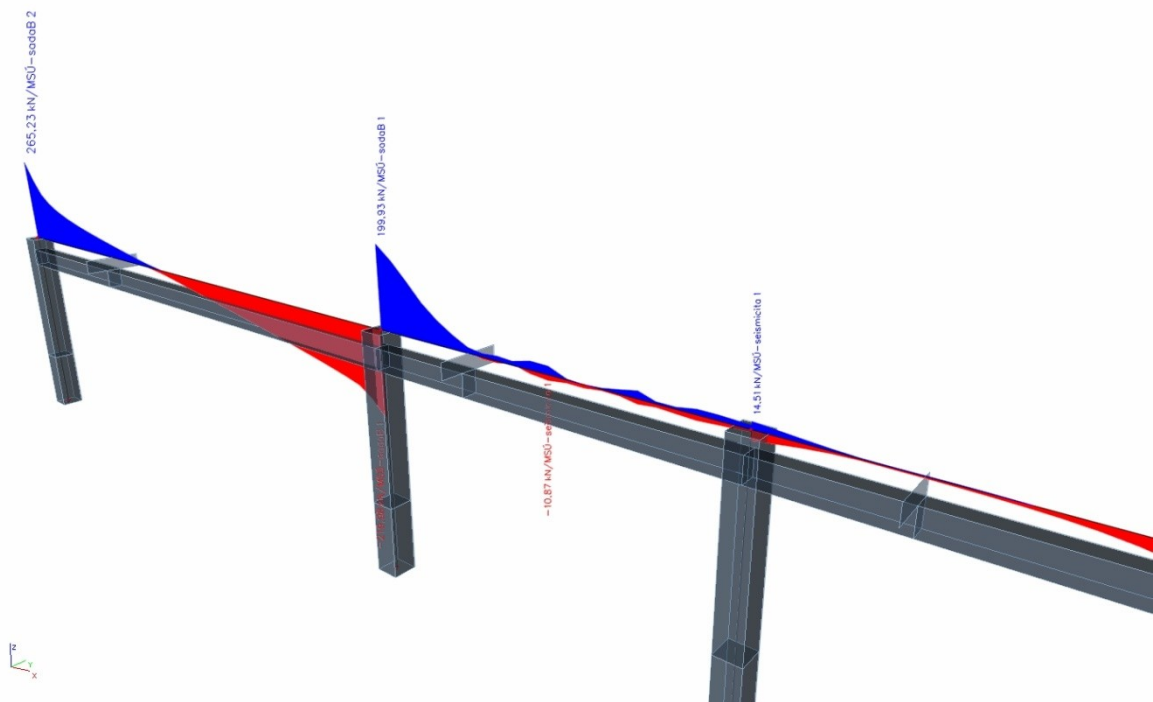
$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 405,79 = 121,74 \text{ mm} \\ 10 \cdot \varnothing = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 160 \text{ mm} < l_{bd} = 410 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

10.2.2.12 Posouzení průvltaku na mezní stav porušení posouvající silou

Smyková síla v místě podpory: $|V_{max}| = 419,31 \text{ kN}$



Obrázek 30 Průběh posouvajících sil na průvltaku

Náhodný účinek kroucení: $\delta = 1,3$

Návrhová smyková síla: $|V_{Ed}| = V_{max} \cdot \delta = 545,10 \text{ kN}$

Rameno vnitřních sil průvltaku: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 554 = 499 \text{ mm}$

Nejprve bude provedeno ověření, zda musí být navržena smyková výztuž.

Návrhová smyková únosnost desky bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \\ &= \left[0,12 \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,00139 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,25 \cdot 0,554 = 0,047 \text{ MN} \end{aligned}$$

Součinitel $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Součinitel výšky k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{554}} = 1,6 < 2$$

Stupeň vyztužení ρ_1 :

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{770}{1000 \cdot 554} = 0,00139 < 0,02$$

U prvků namáhaných převážně rovnoměrným zatížením, není třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti d od líce uložení. Proto bude stanovena posouvající síla v této vzdálenosti od líce podpory.

Největší posouvající síla $V_{Ed,1}$ ve vzdálenosti d od líce podpory:

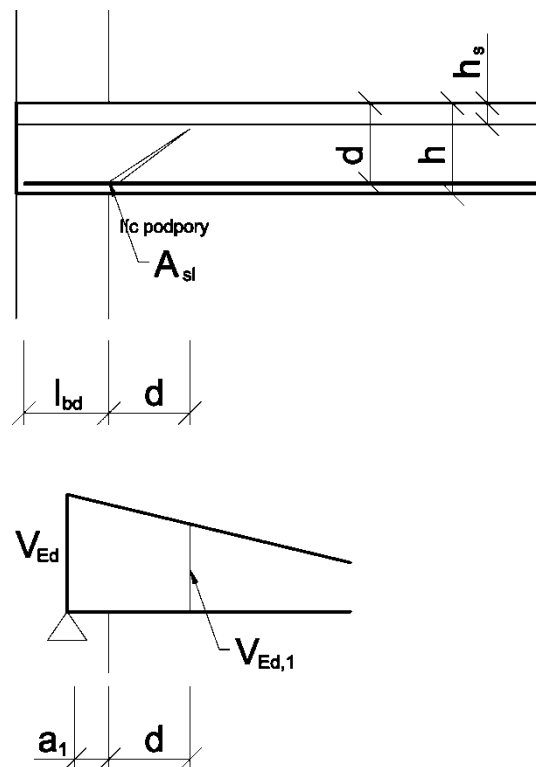
$$\frac{V_{Ed}}{0,5 \cdot l_{eff}} = \frac{V_{Ed,1}}{0,5 \cdot l_{eff} - d} \rightarrow V_{Ed,1} = \frac{V_{Ed} \cdot (0,5 \cdot l_{eff} - d)}{0,5 \cdot l_{eff} - d}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{545,1 \cdot (0,5 \cdot 6,2 - 0,554)}{0,5 \cdot 6,2} = 447,68 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} = 447,68 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 47 \text{ kN}$$

NEVYHOVUJE

→ jelikož podmínka nevyhovuje, je potřeba navrhnout smykovou výztuž výpočtem



Obrázek 31 Stanovení $V_{Ed,1}$

Pro návrh smykové výztuže vycházím z podmínky $V_{Ed} = V_{Rd}$. Z této podmínky dopočtu úhel θ . Je-li úhel v dovolených mezích, stanovím z podmínky $V_{Ed} = V_{Rd}$ plochu A_{sw} a vzdálenost třmínku s .

Z podmínky $V_{Ed} = V_{Rd}$ najdu minimální úhel θ , který zaručuje minimální osovou vzdálenost třmínků:

Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem ν_l :

$$\nu_l = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$$

$$\cot^2 \theta - \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_l \cdot f_{cd}}{V_{Ed}} \cdot \cot \theta + 1 = 0$$

$$\cot^2 \theta - \frac{1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,499 \cdot 0,504 \cdot 26,67 \cdot 10^3}{545,10} \cdot \cot \theta + 1 = 0$$

$$\cot^2 \theta - 3,076 \cdot \cot \theta + 1 = 0$$

Vyřešením této kvadratické rovnice dostanu úhel θ :

$$\theta = 21,9^\circ$$

Tento úhel má být omezen hodnotami $21,8^\circ - 45^\circ$. V tomto případě je tedy hledaný úhel hraniční mez $21,8^\circ \rightarrow \cot \theta = 2,5$.

Navržené třmínky ØR10 ($A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$), dvojstřížné

Osová vzdálenost třmínků s :

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd,w}}{V_{Ed}} \cdot \cot \theta = \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 0,499 \cdot 434,78 \cdot 10^3}{545,10} \cdot 2,5 = 0,164 \text{ m}$$

Navržené třmínky profilu ØR10/170 mm ($A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$), dvojstřížné

Minimální únosnost tlakových diagonál $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,499 \cdot 0,504 \cdot 26,67 \cdot 10^3}{\cot 21,8^\circ + \tan 21,8^\circ} = 578,23 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 578,23 \text{ kN} > V_{Ed} = 545,10 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Minimální únosnost třmínků $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd,w}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,170} \cdot 0,499 \cdot 2,5 = 500,91 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 500,91 \text{ kN} > V_{Ed,1} = 447,68 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

10.2.2.13 Konstrukční zásady pro prvky, které jsou navrhovány na vliv seizmicity

Minimální stupeň vyztužení $\rho_{w,min,seiz}$:

$$\rho_{w,min,seiz} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot 100 = \frac{0,08 \cdot \sqrt{40}}{500} \cdot 100 = 0,1 \%$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \cdot 100 = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,25 \cdot 0,17} \cdot 100 = 0,37 \%$$

$$\rho_w = 0,37 \% > \rho_{w,min} = 0,1 \%$$

VYHOVUJE

Délka kritické oblasti l_{cr} je v ČSN EN 1998 stanovena:

$$l_{cr} = h_w = 600 \text{ mm}$$

Maximální vzdálenost třmínků v kritické oblasti s_{max} :

$$s_{max} = \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm} \\ 24 \cdot \phi_{sw} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm} \\ 225 \text{ mm} \\ 8 \cdot \phi_{min} = 8 \cdot 12 = 96 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{max} = 96 \text{ mm} \nrightarrow s = 170 \text{ mm}$$

→ jelikož podmínka nevyhovuje, je potřeba v kritické oblasti zmenšit osovou vzdálenost třmínků

$$s_{crit} = 90 \text{ mm}$$

10.2.2.14 Konstrukční zásady

Maximální osová vzdálenost třmínků s_{max} :

$$s_{max} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 554 = 415,5 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

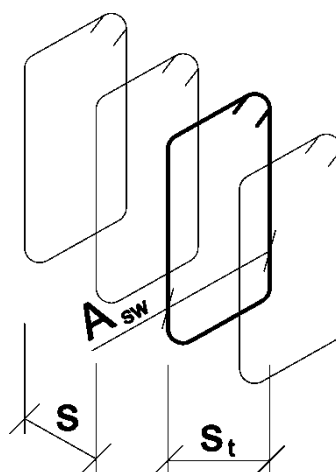
$$s_{max} = 400 \text{ mm} > s = 170 \text{ mm}$$

Maximální osová vzdálenost větví třmínku $s_{t,max}$:

$$s_{t,max} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 554 = 415,5 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{t,max} = 400 \text{ mm} > s_t = 210 \text{ mm}$$

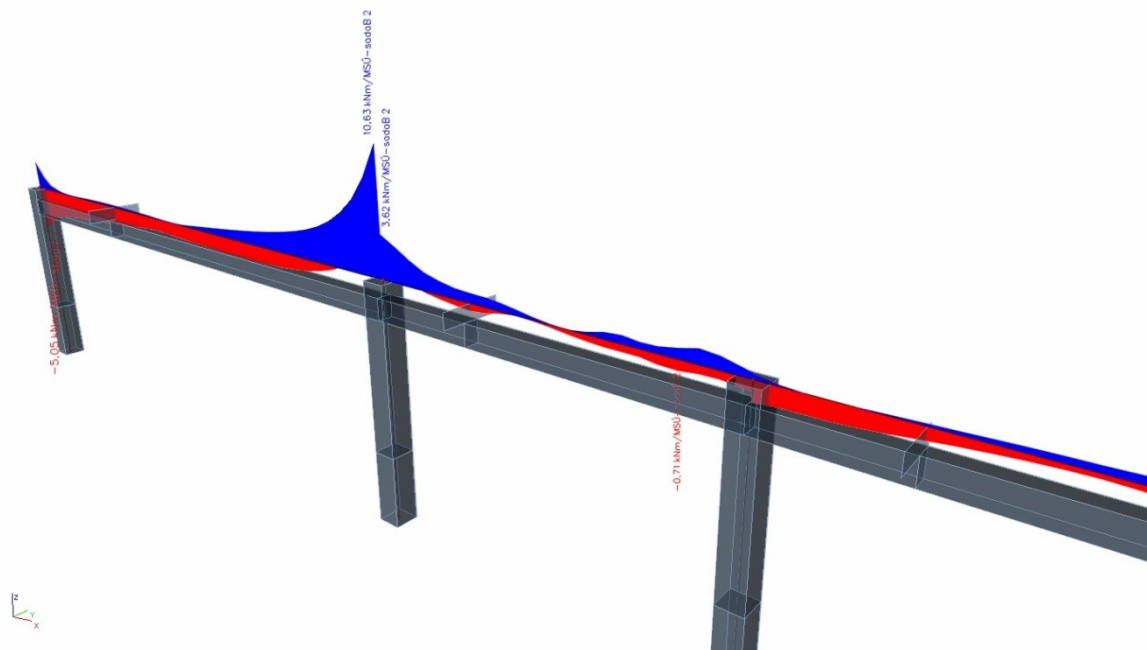
VYYHOVUJE



Obrázek 32 Posouzení třmínků

10.2.2.15 Posouzení průvlaku namáhaného krouticím momentem

Vlivem nesymetrického rozložení zatížení a seizmického zatížení vzniká na průvlaku namáhání krouticím momentem, které je třeba posoudit. [13]



Obrázek 33 Průběh krouticích momentů na průvlaku

Krouticí moment: $\tau_x = m_x = 10,36 \text{ kNm}$

Náhodný účinek kroucení: $\delta = 1,3$

Návrhový krouticí moment: $|\tau_{Ed}| = \tau_{max} \cdot \delta = 13,47 \text{ kN}$

Charakteristiky dutého průřezu:

Plocha průřezu: $A = b \cdot h = 0,25 \cdot 0,6 = 0,15 \text{ m}^2$

Obvodu průřezu: $u = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (0,25 + 0,6) = 1,7 \text{ m}$

Tloušťka dutého průřezu: $t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{0,15}{1,7} = 0,09 \text{ m}$

Šířka dutého průřezu: $b_k = a - t_{ef} = 250 - 90 = 160 \text{ mm}$

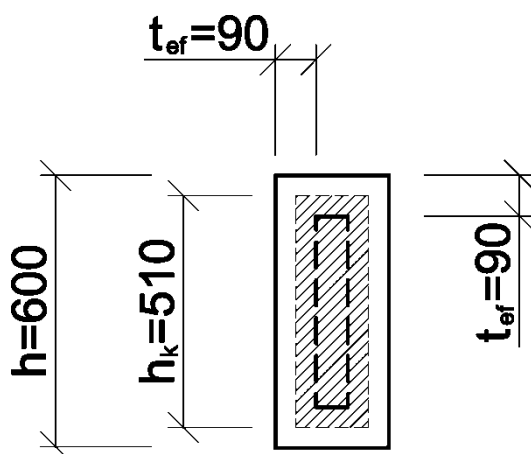
Výška dutého průřezu: $h_k = b - t_{ef} = 600 - 90 = 510 \text{ mm}$

Obvodu dutého průřezu: $u_k = 2 \cdot (b_k + h_k) = 2 \cdot (0,16 + 0,51)$

$u_k = 1,34 \text{ m}$

Plocha dutého průřezu:

$$A_k = b_k \cdot h_k = 0,16 \cdot 0,51 = 0,0816 \text{ m}^2$$



Obrázek 34 Dutý průřez

Pro dvojstřížné třmínky ØR10 stanovím z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Ed}$ úhle sklonu tlačných diagonál $\cot \theta$:

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} \rightarrow \frac{A_{sw} \cdot f_{yd,w}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta = V_{Ed}$$

$$\cot \theta = \frac{V_{Ed} \cdot s}{A_{sw} \cdot f_{yd,w} \cdot z} = \frac{545,1 \cdot 0,17}{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,499} = 2,721$$

$$\cot \theta = 2,72 > 1 \rightarrow \cot \theta = 1 = 45^\circ$$

Návrhový krouticí moment $T_{Rd,max}$:

$$\begin{aligned} T_{Rd,max} &= 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ &= 2 \cdot 0,504 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 \cdot 0,0816 \cdot 0,09 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ \\ &= 98,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$T_{Rd,max} = 98,72 \text{ kNm} > \tau_{Ed} = 13,47 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Posouzení tlačných diagonál:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < 1$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,499 \cdot 0,504 \cdot 26,67 \cdot 10^3}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 838,42 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 545,10 \text{ kN}$$

$$\frac{13,47}{68,07} + \frac{545,10}{838,42} < 1$$

$$0,848 < 1$$

VYHOVUJE

Návrh podélné výztuže na kroucení:

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed} \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \rightarrow \sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot \cot \theta \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}}$$

$$\sum A_{sl} = \frac{13,47 \cdot 1 \cdot 1,34}{2 \cdot 0,0816 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 2,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Plocha výztuže na jednotku délky obvodu:

$$\frac{\sum A_{sl}}{u_k} = \frac{2,54 \cdot 10^{-4}}{1,34} = 1,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržena výztuž na kroucení 2ØR12 ($A_{sl} = 226 \text{ mm}^2$)

Posouzení maximální vzdálenosti podélné výztuže $s_{l,max}$:

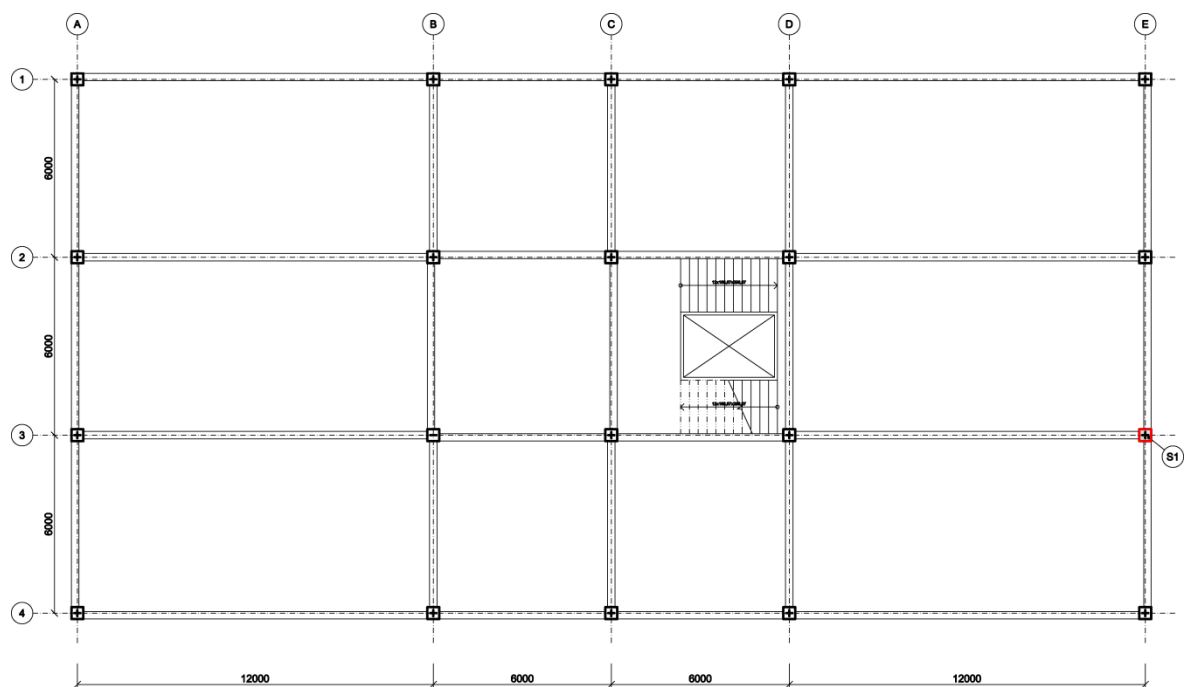
$$s_l = \frac{h - c_{nom,d} - \frac{\phi_d}{2} - c_{nom,h} - \frac{\phi_h}{2}}{2} = \frac{600 - 30 - 6 - 35 - 7}{2} = 261 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 350 \text{ mm} > s_l = 261 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

10.2.3 *Sloup*

Posuzovaný sloup s rozměry 400x400 mm se nachází v 1.NP a vykazuje největší zatížení normálovou silou. Sloup je mimostředně zatížen, vzniklá excentricita je způsobena asymetrií okolních desek a sloupů. Ve výkrese tvaru je tento sloup označen jako S1.



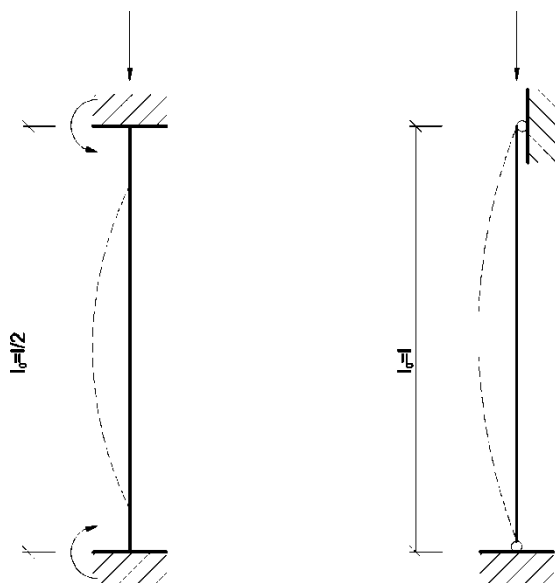
Obrázek 35 Umístění sloupu v půdoryse

10.2.3.1 Účinky druhého řádu

Nejprve potřeba posoudit zda se sloup musí navrhovat na účinky druhého řádu. Pokud by se na konstrukci uvažovaly účinky druhého řádu, znamenalo by to, že se musí ověřit rovnováha a únosnost na deformované konstrukci.

Účinná délka sloupu l_0 :

$$l_0 = 0,75 \cdot l = 0,75 \cdot 3,4 = 2,55 \text{ m}$$



Obrázek 36 Účinná délka sloupu

Poloměr setrvačnosti i :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot a^4}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 0,4^4}{0,16}} = 0,115 \text{ m}$$

Štíhlost sloupu λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,55}{0,115} = 16,45$$

Poměrná normálová síla n :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2259,12}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 26,67 \cdot 10^3} = 0,529$$

Štíhlostní kritérium pro osamělé prvky λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,529}} = 14,82$$

$$A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$$

$$\lambda_{lim} = 14,82 < \lambda = 16,45$$

NEVYHOVUJE

→ jelikož štíhlostní podmínka nevyhovuje, bude muset být sloup posouzen na účinky druhého řádu

10.2.3.2 Krytí výztuže sloupu

Pro minimální hodnotu krytí třmínku platí dle ČSN EN 1991-1-1:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} = 8 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15 + 0 - 0 - 0 = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$c_{min} = 15 \text{ mm}$$

Ve sloupu očekávám třmínky průměru $\phi_{sw} = 8 \text{ mm}$. Bude použito kamenivo do betonu průměru $< 32 \text{ mm}$. Z tohoto plyne $c_{min,b} = \phi_{sw} = 8 \text{ mm}$.

Pro $c_{min,dur}$ plyne z tabulky v normě ČSN EN 1998-1-1 pro třídu konstrukce S4 a stupeň vlivu prostředí XC1 hodnota $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Návrhový přírůstek krytí $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$.

Nominální krycí vrstva c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 5 = 20 \text{ mm}$$

Pro minimální hodnotu krytí výztuže platí dle ČSN EN 1991-1-1:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} = 20 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15 + 0 - 0 - 0 = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$c_{min} = 20 \text{ mm}$$

Ve sloupu očekávám výztuž průměru $\phi_s = 20 \text{ mm}$. Bude použito kamenivo do betonu průměru $< 32 \text{ mm}$. Z tohoto plyne $c_{min,b} = \phi_s = 20 \text{ mm}$.

Pro $c_{min,dur}$ plyne z tabulky v normě ČSN EN 1998-1-1 pro třídu konstrukce S4 a stupeň vlivu prostředí XC1 hodnota $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Návrhový přírůstek krytí $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

Nominální krycí vrstva c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

Navržena hodnota krytí výztuže desky je tedy:

$$c = c_{nom,sw} + \phi_{sw} = 25 \text{ mm} < c_{nom,s} = 30 \text{ mm}$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

10.2.3.3 Moment druhého řádu

Pro výpočet účinků druhého řádu byla zvolena metoda založená na jmenovité křivosti.

Náhradní rozměr průřezu h_0 :

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 2 \cdot \frac{0,16}{1,6} = 0,2 \text{ m}$$

Součinitel závislý na relativní vlhkosti a jmenovitém rozměru β_H :

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 40)^{18}] \cdot 200 + 250 \\ &= 550,00 \end{aligned}$$

Součinitel časového průběhu smršťování po zatížení β_c :

$$\beta_c = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \beta_c(t, t_0) = \left(\frac{18250 - 1}{550 + 18250 - 1} \right)^{0,3} = 0,991$$

Součinitel vlivu pevnosti α_i :

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0,7} = 0,802$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0,2} = 0,939$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left(\frac{35}{48} \right)^{0,5} = 0,854$$

Součinitel vyjadřující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 1^{0,2}} = 0,909$$

Vliv pevnosti na základní součinitel dotvarování $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{48}} = 2,425$$

Součinitel vlivu dotvarování pro betony s $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$ φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{40}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{200}} \right) \cdot 0,802 \right] \cdot 0,939 = 1,71$$

Základní součinitel dotvarování φ_0 :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,71 \cdot 2,425 \cdot 0,909 = 3,77$$

Součinitel dotvarování φ_{Ef} :

$$\varphi_{Ef} = \varphi_0 \cdot \beta_c = 3,77 \cdot 0,991 = 3,74$$

Účinek dotvarování K_φ :

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{40}{200} - \frac{16,45}{150} = 0,440$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{Ef} = 1 + 0,44 \cdot 3,74 = 2,65$$

Poměrná normálová síla n :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2259,12}{0,16 \cdot 26,67 \cdot 10^3} = 0,53$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{19,6 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,16 \cdot 26,67} = 1,20$$

$$n_{u,bal} = 0,4$$

Opravný součinitel závisující na normálové síle K_r :

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{u,bal})} \leq 1$$

$$K_r = \frac{(1,2 - 0,53)}{(0,53 - 0,4)} = 5,15 \rightarrow K_r = 1$$

Křivost $\frac{1}{r}$:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{\frac{434,78}{200000}}{0,45 \cdot 0,36} = 0,0134$$

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 1 \cdot 2,65 \cdot 0,0134 = 0,0356$$

Průhyb e_2 :

$$c \approx 10$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 0,0356 \cdot \frac{2,55^2}{10} = 0,023 \text{ m}$$

Moment druhého řádu M_2 :

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 2259,12 \cdot 0,023 = 52,30 \text{ kNm}$$

Návrhový moment prvního řádu $M_{0,Ed}$:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2550}{400} = 6,375 \text{ mm}$$

$$M_{0,Ed} = M + N_{Ed} \cdot \frac{e_i}{1000} = 186,59 + 2259,12 \cdot \frac{6,375}{1000} = 200,99 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment M_{Ed} :

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + M_2 = 200,99 + 52,3 = 253,29 \text{ kNm}$$

10.2.3.4 Posouzení únosnosti pomocí interakčního diagramu

Navržena výztuž sloupu 4ØR20 ($A_s = 1257 \text{ mm}^2$)

Třmínky ØR8

Použité materiály:

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 1,0; \eta = 1,0; \lambda = 0,8; \varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}; \varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,174 \text{ ‰}$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,174} = 0,607$$

$$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 - 2,174} = 2,640$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,640 \cdot 0,043 = 0,1135 \text{ m}$$

$$x > x_{bal,2} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}; \sigma_{s2} = f_{yd}$$

Rozměry:

$$d_1 = d_2 = c + \frac{\phi}{2} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$z_1 = \frac{h}{2} - d_1 = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

$$z_2 = \frac{h}{2} - d_2 = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

Plochy výztuží:

Plocha výztuží:

$$2\text{ØR20} (A_{s1} = 628 \text{ mm}^2)$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 273,04 \text{ kN}$$

$$2\text{ØR20} (A_{s2} = 628 \text{ mm}^2)$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 273,04 \text{ kN}$$

Bod 0 – jedná se o případ tlakového porušení při rovnoměrném rozdělení přetvoření v tlačeném betonu po celé výšce průřezu.

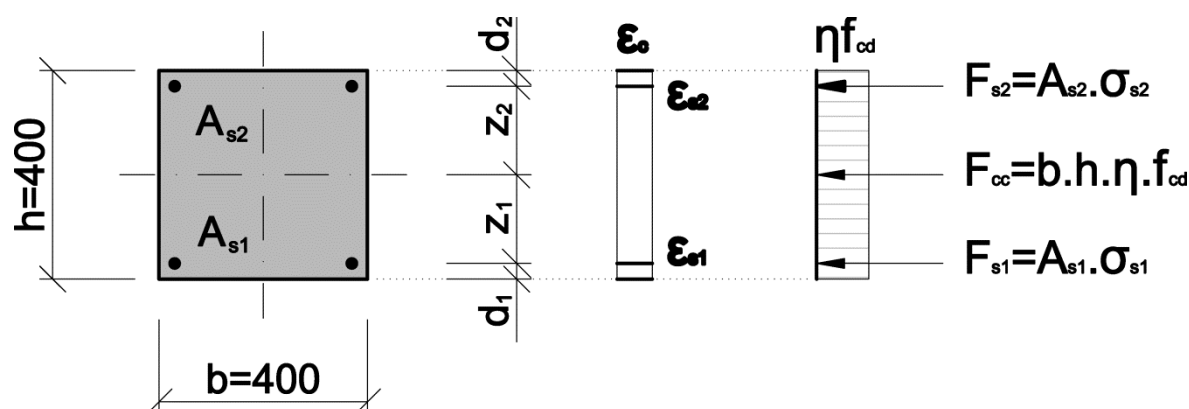
$$\sigma_s = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 0,02 \cdot 200 \cdot 10^3 = 400 \text{ MPa} < f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd,0} &= - \left(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + \sum A_s \cdot \sigma_s \right) \\ &= - (0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 + 12,57 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3) \end{aligned}$$

$$N_{Rd,0} = -4770,00 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,0} = (A_{s2} \cdot z_2 - A_{s1} \cdot z_1) \cdot \sigma_s = (6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,16 - 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,16) \cdot 400 \cdot 10^3$$

$$M_{Rd,0} = 0,00 \text{ kNm}$$



Obrázek 37 Případ porušení definující bod 0

Bod 1 – jedná se o případ, kdy neutrální osa prochází těžištěm výztuže A_{s1} . Výztuž A_{s1} není namáhána a na únosnosti se podílí pouze tlačená část betonu a tlačená výztuž A_{s2} .

$$\varepsilon_{s1} = 0; F_{s1} = 0; x = d;$$

$$x = d = 0,36; x > \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,64 \cdot 0,04 = 0,01 \text{ m} \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

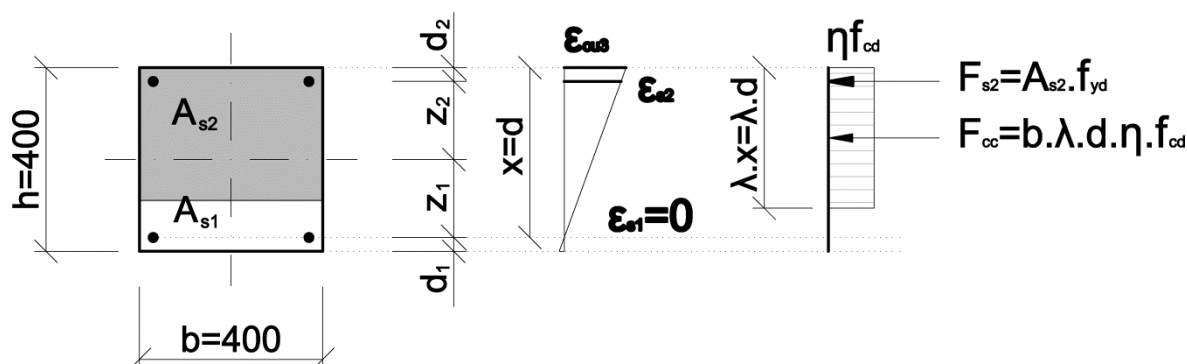
$$N_{Rd,1} = -(\lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s2}) = -(0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 + 273,04)$$

$$N_{Rd,1} = -3345,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = \lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot d)}{2} + F_{s2} \cdot z_2$$

$$= 0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 \cdot \frac{(0,4 - 0,8 \cdot 0,36)}{2} + 273,04 \cdot 0,16$$

$$M_{Rd,1} = 128,37 \text{ kNm}$$



Obrázek 38 Příklad porušení definující bod 1

Bod 2 – jedná se o případ, kdy neutrální osa leží ve vzdálenosti $x_{bal,1}$ od tlačného okraje průřezu. Tento případ představuje rozhraní mezi tlakovým a tahovým porušením.

$$x = x_{bal,1}; x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d \geq x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 \rightarrow \sigma_{sl} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,607 \cdot 0,36 = 0,219 \text{ m}$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,64 \cdot 0,04 = 0,106 \text{ m}$$

$$N_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + (F_{s2} - F_{s1}))$$

$$= -(0,8 \cdot 0,607 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 + 0)$$

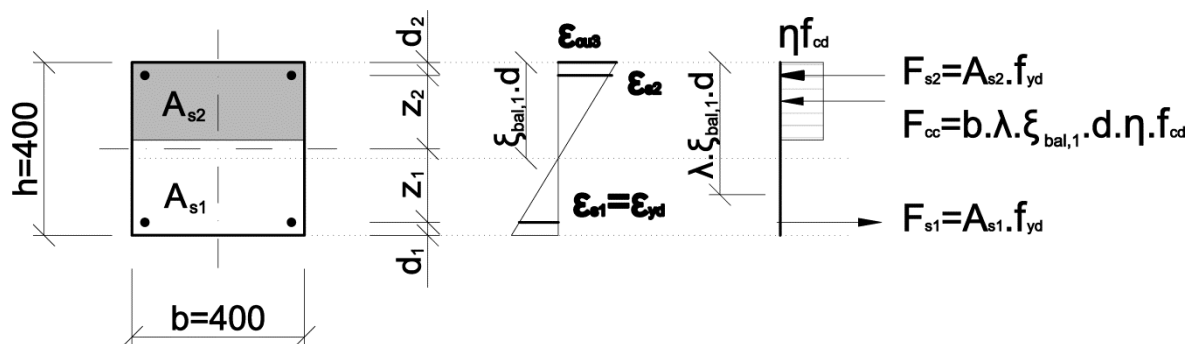
$$N_{Rd,bal} = -1864,94 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d)}{2} + F_{s2} \cdot z_2 + F_{s1} \cdot z_1$$

$$= 0,8 \cdot 0,607 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 \cdot \frac{(0,4 - 0,8 \cdot 0,607 \cdot 0,36)}{2}$$

$$+ 273,04 \cdot 0,16 + 273,04 \cdot 0,16$$

$$M_{Rd,bal} = 297,35 \text{ kNm}$$



Obrázek 39 Příklad porušení definující bod 2

Bod 3 – jedná se o případ namáhání prostým ohybem.

$$b \cdot \lambda \cdot x^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot x - A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot d_2 - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot x = 0$$

$$8534,4 \cdot x^2 + 4,396 \cdot x - 0,185 - 273,04 \cdot x = 0$$

$$x = 0,0322 \text{ m}$$

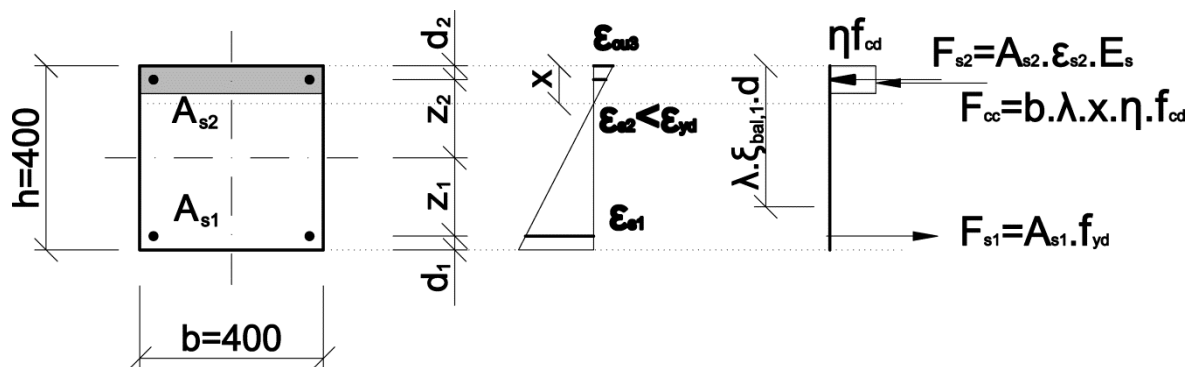
$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (x - d_2) = \frac{3,5}{0,0322} \cdot (0,04 - 0,0322) = 0,848 \text{ ‰} < \varepsilon_{yd} = 2,174 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (d - x) = \frac{3,5}{0,0322} \cdot (0,36 - 0,0322) = 35,630 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = 2,174 \text{ ‰}$$

$$N_{Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \lambda \cdot b \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \frac{(h - \lambda \cdot x)}{2} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s \cdot z_2 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 \\ &= 0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,0322 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 \cdot \frac{(0,4 - 0,8 \cdot 0,0322)}{2} + 6,28 \cdot 10^{-4} \\ &\quad \cdot 0,02174 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 0,16 + 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 95,55 \text{ kNm}$$



Obrázek 40 Příklad porušení definující bod 3

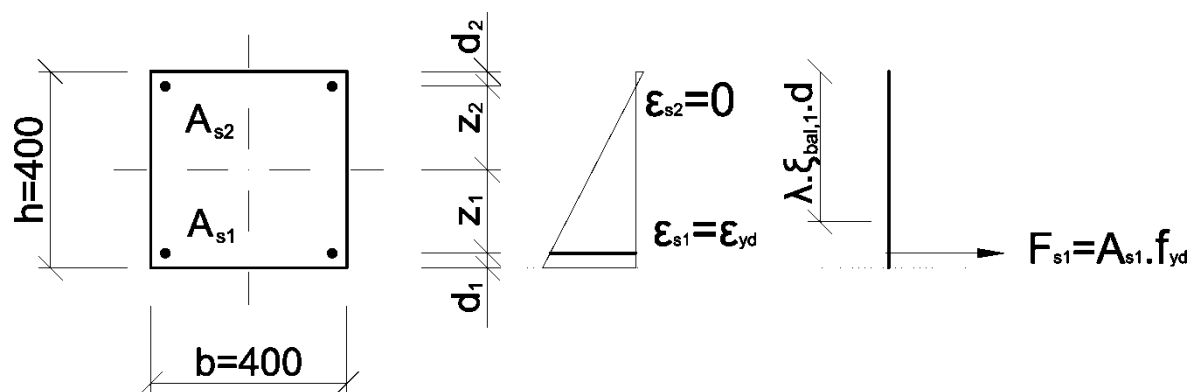
Bod 4 – jedná se o případ, kdy působí tahové síly na mezi porušení leží v těžišti výztuže A_{s2} :

$$\varepsilon_{s2} = 0; F_{s2} = 0$$

$$N_{Rdt, bal} = F_{s1} = 273,04 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt, bal} = F_{s1} \cdot z_1 = 273,04 \cdot 0,16$$

$$M_{Rdt, bal} = 43,69 \text{ kNm}$$



Obrázek 41 Případ porušení definující bod 4

Bod 5 – jedná se o případ, kdy působí tahové síly leží v těžišti výztuže A_{s1} a A_{s2} :

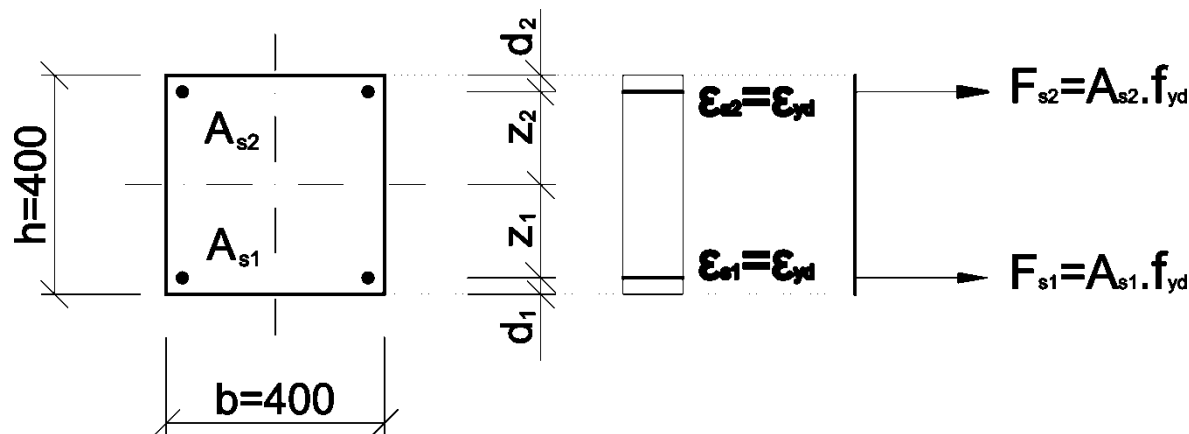
$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rdt,0} = F_{s1} + F_{s2} = 273,04 + 273,04$$

$$N_{Rdt,0} = 546,08 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt,0} = F_{s1} \cdot z_1 - F_{s2} \cdot z_2 = 273,04 \cdot 0,16 - 273,04 \cdot 0,16$$

$$M_{Rdt,0} = 0 \text{ kN}$$



Obrázek 42 Případ porušení definující bod 43

Do interakčního diagramu byly následně vloženy účinky jednotlivých kombinací zatížení. Jelikož zakreslené hodnoty leží uvnitř diagramu, znamená to, že navržený průřez vyhoví pro všechny kombinace zatížení.

Tabulka 25 Vnitřní síly na sloupu

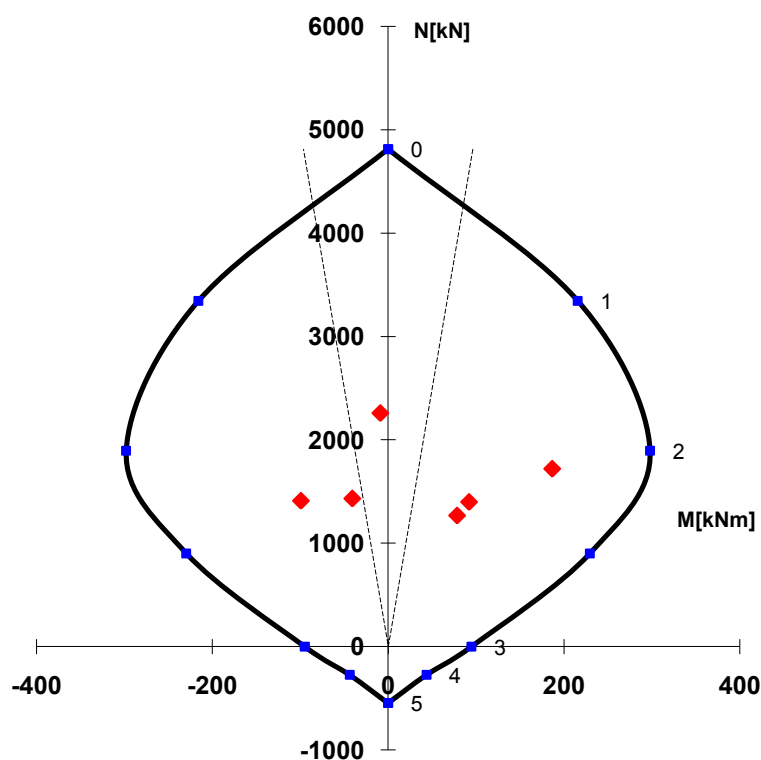
1. Vnitřní síly na prutu

Lineární výpočet, Extrém : Prvek, Systém : Hlavní

Výběr : B398

Třída : unosnost

| Prvek | Stav | N [kN] | My [kNm] | Mz [kNm] |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|-----------------|---------------|---------------|
| <i>*Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská</i> | | | | |
| B398 | MSÚ-sadaB 2/1 | -2259,12 | 6,45 | -8,97 |
| B398 | MSÚ-sadaB 1/2 | -1266,76 | 78,39 | 0,93 |
| B398 | MSÚ-seismicita 1/7 | -1431,81 | -40,85 | -0,97 |
| B398 | MSÚ-sadaB 1/6 | -1719,90 | 186,59 | -0,10 |
| B398 | MSÚ-seismicita 1/4 | -1409,79 | 12,36 | -99,32 |
| B398 | MSÚ-seismicita 1/3 | -1398,25 | 11,99 | 92,00 |



Obrázek 43 Interakční diagram

10.2.3.5 Návrh třmínků

Jak již bylo uvedeno, navržený profil třmínku je $\varnothing_{sw} = 8$ mm. Stanovení jejich vzdálenosti je závislé na jejich maximální vzdálenosti $s_{sw,max}$:

$$s_{sw,max} = \min \begin{cases} 15\varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ mm} \\ \min(b, h) = 400 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Navrženy třmínky ØR8 po 300 mm

10.2.3.6 Konstrukční zásady pro prvky, které jsou navrhovány na vliv seizmicity

Hodnota normálové osově síly nesmí překročit 0,65:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2259,12}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 26,67 \cdot 10^3} = 0,529$$

$$\nu_{Ed} = 0,529 < \nu_{Ed,max} = 0,65$$

VYHOVUJE

Mezi dvěma rohovými pruty musí být minimálně jeden střední prut:

Sloup bude doplněn vždy o jeden prut $\varnothing = 20$ mm mezi každou dvojicí rohových prutů → **navržena výztuž sloupu 8ØR20 ($A_s = 2514 \text{ mm}^2$).**

Minimální a maximální procento vyztužení $\rho_{min,max}$:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{2514}{400 \cdot 400} = 0,016$$

$$\rho_{min} = 0,01 < \rho = 0,016 < \rho_{max} = 0,04$$

VYHOVUJE

Aby byly splněny požadavky na minimální duktilitu, a aby se zabránilo lokálnímu vybočení prutu, musí být splněny následující požadavky:

Kritická oblast l_{cr} :

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h = 0,4 \text{ m} \\ \frac{l_d}{6} = \frac{3,4}{6} = 0,567 \text{ m} \\ 0,45 \text{ m} \end{cases}$$

Jako kritická oblast je tedy stanovena oblast ve vzdálenosti 600 mm od paty a zhlaví sloupu.

V kritických oblastech musí mít třmínky a příčná výztuž průměr minimálně 6mm → tento požadavek je splněn pro celou výšku průřezu $\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}$, $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

Minimální vzdálenost třmínků $s_{sw,max}$:

$$s_{sw,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} = \frac{b - (d_1 + d_2)}{2} = \frac{400 - (40 + 40)}{2} = 160 \text{ mm} \\ 8d_{bl} = 8 \cdot 20 = 160 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_{sw,max} = 160 \text{ mm} \nless s_{sw} = 300 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE

→ jelikož podmínka není splněna, musí dojít ve vzdálenosti 600 mm od paty a zhlaví sloupu (kritická oblast) ke zhuštění třmínků na vzdálenost $s_{sw,max} = 160 \text{ mm}$

Mechanický objemový stupeň ovinutí třmínku v kritické oblasti ω_{wd} :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{objem ovinujících třmínků}}{\text{objem betonového jádra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,00643}{0,1024} \cdot \frac{434,78}{26,67} = 1,024$$

Součinitel ovinutí α :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,958 \cdot 0,5625 = 0,539$$

Pro pravoúhlý průřez:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{0,16^2}{6 \cdot 0,32 \cdot 0,32} = 0,958$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{0,16}{2 \cdot 0,32}\right) \cdot \left(1 - \frac{0,16}{2 \cdot 0,32}\right) = 0,5625$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$0,539 \cdot 1,024 \geq 30 \cdot 6,8 \cdot 0,529 \cdot 0,0022 \cdot \frac{0,4}{0,32} - 0,035$$

$$0,552 \geq 0,262$$

VYHOVUJE

10.2.3.7 Návrh kotevní délky

Pro žebírkovou výztuž lze stanovit návrhovou hodnotu mezního napětí v soudržnosti f_{bd} ze vztahu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,67 = 3,75 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v tahu f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka $l_{b,req}$:

$$l_{b,req} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{434,78}{3,75} = 579,71 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka l_{bd} :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 579,71 = 579,71 \text{ mm}$$

Navržena kotevní délka $l_{bd} = 580 \text{ mm}$.

$$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,req} = 0,3 \cdot 579,71 = 173,91 \text{ mm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 20 = 200 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 200 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = 200 \text{ mm} < l_{bd} = 580 \text{ mm}$$

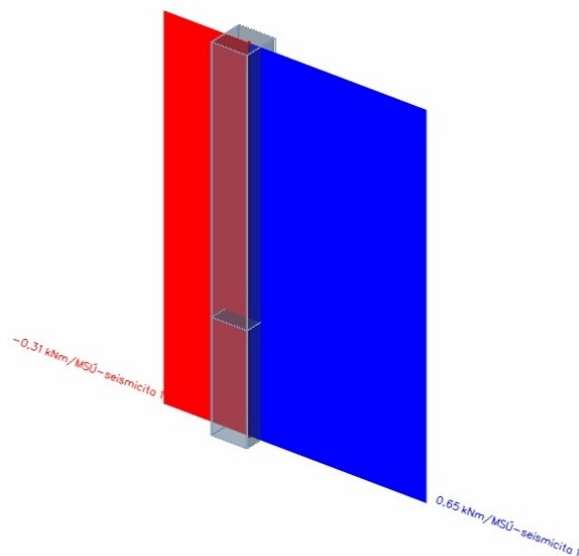
VYHOVUJE

10.2.3.8 Posouzení sloupu namáhaného krouticím momentem

Krouticí moment: $\tau_x = m_x = 1,36 \text{ kNm}$

Náhodný účinek kroucení: $\delta = 1,3$

Návrhový krouticí moment: $|\tau_{Ed}| = \tau_{max} \cdot \delta = 1,77 \text{ kNm}$



Obrázek 44 Průběh krouticích momentů na sloupu

Charakteristiky dutého průřezu:

Plocha průřezu: $A = b \cdot h = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$

Obvodu průřezu: $u = 2 \cdot (b + h) = 4 \cdot b = 1,6 \text{ m}$

Tloušťka dutého průřezu: $t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{0,16}{1,6} = 0,1 \text{ m}$

Šířka dutého průřezu: $b_k = b - t_{ef} = 400 - 100 = 300 \text{ mm}$

Výška dutého průřezu: $h_k = h - t_{ef} = 400 - 100 = 300 \text{ mm}$

Obvodu dutého průřezu: $u_k = 2 \cdot (b_k + h_k) = 2 \cdot (0,3 + 0,3)$

$$u_k = 1,2 \text{ m}$$

Plocha dutého průřezu: $A_k = b_k \cdot h_k = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$

Pro dvojstřížné třmínky ØR8 stanovím z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Ed}$ úhle sklonu tlačných diagonál $\cot \theta$:

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} \rightarrow \frac{A_{sw} \cdot f_{yd,w}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta = V_{Ed}$$

$$\cot \theta = \frac{V_{Ed} \cdot s}{A_{sw} \cdot f_{yd,w} \cdot z} = \frac{43,82 \cdot 0,16}{0,5 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,16} = 2,016$$

$$\cot \theta = 2,02 > 1 \rightarrow \cot \theta = 1 = 45^\circ$$

Návrhový krouticí moment $T_{Rd,max}$:

$$\begin{aligned}T_{Rd,max} &= 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\&= 2 \cdot 0,504 \cdot 1,0 \cdot 26,67 \cdot 10^3 \cdot 0,09 \cdot 0,1 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ \\&= 120,98 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$T_{Rd,max} = 120,98 \text{ kNm} > \tau_{Ed} = 1,77 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Posouzení tlačných diagonál:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < 1$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_l \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1,0 \cdot 0,4 \cdot 0,16 \cdot 0,504 \cdot 26,67 \cdot 10^3}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 430,13 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 43,82 \text{ kN}$$

$$\frac{1,77}{120,98} + \frac{43,82}{430,13} < 1$$

$$0,12 < 1$$

VYHOVUJE

10.2.4 Podmínky pro prvky navrhované na vliv seizmicity

Tato kapitola se zabývá zbývajícím podmínkám, které jsou uvedeny v ČSN EN 1998, ale nebyly zařazeny do žádné z předešlých kapitol. Jedná se především o to, aby nedošlo k vytvoření plastického kloubu v podlaží, který by způsobil nadměrné deformace ve sloupech. Pro splnění tohoto požadavku má být v rámových stavbách ve všech spojích primárních nosníků s primárními seizmickými sloupy splněna podmínka:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Součet návrhových hodnot momentů odolnosti nosníků, vytvářející styk M_{Rc} :

$$M_{Rc} = 2 \cdot 174,70 = 349,40 \text{ kNm}$$

Součet návrhových momentů odolnosti nosníků příslušného styčnicku M_{Rb} :

$$M_{Rb} = 2 \cdot 72,13 = 144,26 \text{ kNm}$$

$$349,90 \text{ kNm} > 187,54 \text{ kNm} = 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

VYHOVUJE

11 Ekonomické srovnání

Tato kapitola se zabývá porovnáním nákladů na stavbu, která je navrhována na poddolovaném území se započtením vlivu seizmicity oproti stavbě, která je prováděna mimo tyto podmínky. Aby srovnání bylo úplné, uvádím předpokládanou cenou na výstavbu celého objektu vypočtenou z obestavěného prostoru:

Celková cena cca 67 392 000 Kč.

Z doposud zjištěných informací, které poskytuje tato práce je patrné, že největší vliv na nárůst ceny objektu mají podmínky, které jsou vyvolány normou ČSN EN 1998. Díky těmto požadavkům musejí být konstrukce často předdimenzovány, i když by při návrhu bez vlivu seizmicity bez problému vyhověly. Pro připomenutí uvedu v následujících kapitolách přehledné shrnutí všech podmínek vyplývajících z této normy.

11.1 Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na stropní desku

Stropní deska byla ve směru větších momentů navržena jako jednostranně vyztužená s výztuží $\varnothing R12$ po 180 mm. Ve směru menších momentů by tudíž s ohledem na konstrukční zásady stačila rozdělovací výztuž $\varnothing R8$ po 400 mm. S přihlédnutím na požadavek, že deska musí být vyztužena v obou horizontálních směrech alespoň minimální plochou výztuže, byla ve směru menších momentů navržena výztuž $\varnothing R12$ po 250 mm, což se rovná minimální ploše vyztužení uvedené v ČSN EN 1992-1-1.

11.2 Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na průvlak

Průvlak byl dimenzován jak na kladný ohybový moment vznikající v poli tak na záporný ohybový moment vznikající nad podporou. Na tahovou výztuž dimenzovanou na kladný ohybový moment, nevyplynul žádný zvláštní požadavek. Oproti tomu výztuž navržena na ohybový moment vznikající v poli ($3\varnothing R12$) nevyhovovala požadavku ČSN EN 1998 na minimální stupeň tahového vyztužení, proto muselo být množství výztuže zvětšeno na $5\varnothing R12$.

Požadavkům uvedených v normě se nevyhnuly ani navržené třmínky s profilem $\varnothing R10$ po 170 mm, avšak tento návrh nevyhověl požadavkům na maximální vzdálenost třmínků v kritické oblasti, která byla stanovena na 600 mm od líce podpory. Z tohoto důvodu byla vzdálenost mezi třmínky v této oblasti zmenšena na 90 mm.

11.3 Vliv podmínek uvedených v ČSN EN 1998 na sloup

Navržená výztuž sloupu (4øR20), umístěna v rozích sloupu, nesplňovala hned dva požadavky normy a to především na minimální stupeň vyztužení. Z tohoto důvodu byla navržená výztuž doplněna o další 4 pruty øR20. Tímto návrhem byl následně splněn i druhý požadavek a to takový, že mezi dvěma rohovými pruty musí být navržen minimálně jeden další prut.

Vzdálenost třmínek v kritické oblasti opět nesplňovala požadavek na maximální vzdálenost, proto došlo v této oblasti k zmenšení vzdálenosti z 300 mm na 160 mm.

11.4 Cenový rozdíl

Pro lepší znázornění těchto rozdílů budou tyto požadavky vyjádřeny cenou. Cena betonu je stanovena na 3000 Kč na m³, cena výztuže na 14 Kč na kg výztuže.

11.4.1 Cenový rozdíl stropní desky D1

Tabulka 26 Cena výztuže desky D1

| Cena výztuže | | | | | |
|--------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------------------------|
| Výztuž | Počet prutů | Celkem [m] | Celkem [kg] | Cena | Účel v konstrukci |
| øR8 | 26 | 319 | 126,04 | 1 764,56 Kč | (rozdělovací výztuž) |
| øR12 | 24 | 292 | 259,38 | 3 631,32 Kč | (požadavek ČSN EN 1998) |
| øR12 | 67 | 535 | 474,49 | 6 642,86 Kč | (hlavní výztuž) |

Tabulka 27 Cena betonu desky D1

| Cena betonu | | |
|-------------------------|-----------------------------|--------------|
| Objem [m ³] | Celkem [Kč/m ³] | Cena |
| 18 | 3000 | 54 000,00 Kč |

Celková cena desky s hlavní výztuží:

60 642,86 Kč

Celková cena desky s hlavní a rozdělovací výztuží:

62 407,42 Kč

Celková cena desky s hlavní výztuží a výztuží dle požadavků ČSN EN 1998:

66 038,74 Kč

Cenový rozdíl:

3 631,32 Kč

S uvážením, že tento typ desky se v objektu nachází celkem 6x, budou celkové náklady vyvolané normou ČSN EN 1998 v této konstrukci navýšeny o 21 788 Kč.

11.4.2 *Cenový rozdíl průvlaku P1*

Tabulka 28 Cena výztuže průvlaku P1

| Cena výztuže | | | | | |
|---------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------|---------------------------|
| Výztuž | Počet prutů | Celkem [m] | Celkem [kg] | Cena | Účel v konstrukci |
| øR12 | 3 | 40 | 34,69 | 485,66 Kč | (výztuž v poli) |
| øR12 | 5 | 66 | 57,97 | 811,58 Kč | (požadavek ČSN EN 1998) |
| øR14 | 5 | 28 | 33,28 | 465,92 Kč | (výztuž nad podporou) |
| øR10 | 212 | 122 | 74,93 | 1 049,00 Kč | (třmínky) |
| øR10 | 236 | 136 | 83,62 | 1 170,68 Kč | (třmínky dle ČSN EN 1998) |

Tabulka 29 Cena betonu průvlaku P1

| Cena betonu | | |
|------------------------------|----------------------------------|-------------|
| Objem [m³] | Celkem [Kč/m³] | Cena |
| 1,86 | 3000 | 5 580,00 Kč |

Celková cena průvlaku s výztuží nad podporou:

6 045,92 Kč

Celková cena průvlaku s výztuží nad podporou, v poli a třmínky:

7 580,58 Kč

Celková cena průvlaku dle požadavků ČSN EN 1998:

8 028,18 Kč

Cenový rozdíl:

447,60 Kč

S uvážením, že tento typ průvlaku se v objektu nachází celkem 4 x, budou celkové náklady vyvolané normou ČSN EN 1998 v této konstrukci navýšeny o 1 790 Kč.

11.4.3 Cenový rozdíl sloupu S1

Tabulka 30 Cena výztuže sloupu S1

| Cena výztuže | | | | | |
|--------------|-------------|------------|-------------|-------------|---------------------------|
| Výztuž | Počet prutů | Celkem [m] | Celkem [kg] | Cena | Účel v konstrukci |
| øR20 | 4 | 19 | 45,85 | 641,83 Kč | (hlavní výztuž) |
| øR20 | 8 | 37 | 91,69 | 1 283,66 Kč | (požadavek ČSN EN 1998) |
| øR8 | 13 | 22 | 8,47 | 118,62 Kč | (třmínky) |
| øR8 | 26 | 39 | 15,45 | 216,30 Kč | (třmínky dle ČSN EN 1998) |

Tabulka 31 Cena betonu sloupu S1

| Cena betonu | | |
|-------------------------|-----------------------------|-------------|
| Objem [m ³] | Celkem [Kč/m ³] | Cena |
| 0,64 | 3000 | 1 920,00 Kč |

Celková cena s výztuží a třmínky:

2 680,45 Kč

Celková cena s výztuží a třmínky dle požadavků ČSN EN 1998:

3 419,96 Kč

Cenový rozdíl:

739,51 Kč

S uvážením, že tento typ průvlaku se v objektu nachází celkem 14 x, budou celkové náklady vyvolané normou ČSN EN 1998 v této konstrukci navýšeny o 10 353 Kč.

12 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo provést návrh a posouzení vybraných nosných prvků konstrukce v oblasti zasažené důlní činností se současným působením seizmických vlivů. Na základě tohoto návrhu bylo dalším cílem stanovit ekonomické srovnání opatření, vyplývající z návrhu konstrukce, které jsou vystavovány těmto vlivům s konstrukcemi, které těmto vlivům vystaveny nejsou.

Návrh nosných konstrukcí v těchto oblastech je specifickým oborem navrhování staveb, o kterém doposud nemáme mnoho informací. Proto jsem se v první části této práce soustředil na získání potřebných informací a shromažďování geologických údajů o stavebním pozemku. Po analýze těchto údajů a přihlédnutí, že se stavba nachází na poddolovaném území se zvýšenou seizmicitou, se ukázalo, že nejvhodnějším konstrukčním systémem bude rámová konstrukce tvořena průvlaky a sloupy. S ohledem na seizmické zatížení a požadavku na rovnoměrné seizmické buzení byl objekt založen na základové desce.

Pro celou konstrukci budovy byl vytvořen reálný prostorový model. Na úrovni uložení sloupů skeletu a ztužujících stěn do základové konstrukce byl výpočtový model uložen na podloží modelované dle skutečných geologických podmínek. Na výpočtový model bylo postupně aplikováno vypočítané zatížení. Ještě před návrhem jednotlivých nosných prvků konstrukce bylo posouzeno podloží, na kterém se objekt nachází a posouzena stabilita celé konstrukce. Výsledkem tohoto posouzení bylo, že podloží je vhodné pro tuto stavbu a konstrukce vyhoví proti překlopení. Z vypočtených vnitřních sil byly vybrané nosné prvky posouzeny na mezní stav únosnosti. Všechny tyto nosné prvky konstrukce vyhověly všem účinkům zatížení, které na navržený objekt působí.

V závěrečné kapitole bylo provedeno ekonomické srovnání nákladů stavby, navrhované na poddolovaném území se započtením vlivu seizmicity oproti stavbě, která je prováděna mimo tyto podmínky. I když se z počátku jeví, že náklady vyvolané seizmickým zatížením, díky kterému musejí být konstrukce často předimenzovány, budou enormní, po porovnání s celkovými náklady na stavbu celého objektu nejsou tyto náklady tak výrazné.

Z následujícího souhrnu je jasné patrné, že cíle práce bylo dosaženo a při dodržení všech konstrukčních podmínek, které jsou uvedeny v kapitolách teoretické části je na

území našeho státu možno realizovat objekty s uvažováním seizmického zatížení, bez výraznějšího navýšení nákladů na celou stavbu.

13 Seznam použité literatury

Normové předpisy

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut. 2004.
- [2] ČSN EN 1990-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut. 2002.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: Český normalizační institut. 2003.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut. 2007.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut. 2005.
- [6] ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut. 2004.
- [7] ČSN EN 1998-3 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 3: Hodnocení a zesilování pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut. 2004.
- [8] ČSN EN 1998-5 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 5: Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska. Praha: Český normalizační institut. 2004.
- [9] ČSN 73 0039 Navrhování objektů na poddolovaném území. Základní ustanovení. Praha: Federální úřad pro normalizaci a měření. 1991.

Ostatní publikace

- [10] BRADÁČ, Jiří. *Základové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., 1995. ISBN 80-85867-60-5.
- [11] BRADÁČ, Jiří. *Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 1*. Ostrava: Dům techniky. 1996. ISBN 80-23806-11-4.
- [12] BRADÁČ, Jiří. *Účinky poddolování a ochrana objektů. Díl 2*. Ostrava: Dům techniky. 1999. ISBN 80-02-01276-3.
- [13] ČÍŽEK, Ondřej. *Železobetonový skelet na poddolovaném území s respektováním seismického zatížení*. Ostrava. 2011.
- [14] PROCHÁZKA, Jaroslav, Petr ŠTĚPÁNEK, Jiří KRÁTKÝ, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování betonových konstrukcí I, Prvky z prostého a železového betonu*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI. 2006. ISBN 978-80-903807-5-2.
- [15] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: ČKAIT. 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [16] LINDEBURG, R. Michael a Kurt M. McMULLIN. *Seismic design of building structures*. Belmont: Professional Publications, Inc. ISBN 978-1-59126-357-9.
- [17] NEUFERT, Ernest. *Navrhování staveb*. Praha: Consultinvest. 1995. ISBN 80-901486-4-6.
- [18] ZICH Miloš a kolektiv. *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Brno: Dashofer.

Internetové zdroje

- [19] Česká geologická služba. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.geofond.cz>
- [20] FISCHER, Ondřej. *Nová norma pro navrhování konstrukcí odolných proti účinkům zemětřesení*. Internetový časopis Stavebnictví. 2009. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.casopisstavebnictvi.cz/clanek.php?detail=2126>

- [21] MULKOVÁ, Monika a Renata POPELKOVÁ. *Detekce změn krajiny ovlivněné hlubinnou těžbou uhlí*. XXII. sjezd české geografické společnosti. 2010. Dostupný z internetových stránek:
http://konference.osu.cz/cgsostrava2010/dok/Sbornik_CGS/Kratografie_geoinfo_geoinfo/Detekce_zmen_krajiny.pdf
- [22] OKD, a.s. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.okd.cz/cs/>
- [23] *Přírodní katastrofy a environmentální hazardy*. Multimediální výuková příručka. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.sci.muni.cz/~herber/quake.htm>
- [24] SALAJKA, Vlastislav. *Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – přednáška*. ČKAIT. 2010. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.ckait.cz/sites/default/EC8predn.pdf>
- [25] Společnost DEKTRADE a.s. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.dektrade.cz/>
- [26] Společnost Xella CZ, s.r.o. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.ytong.cz/>
- [27] Společnost Knauf s.r.o. Dostupný z internetových stránek:
<http://www.knauf.cz/>

14 Seznam tabulek

| | | |
|------------|------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabulka 1 | Skupiny stavenišť na poddolovaném území..... | 16 |
| Tabulka 2 | Třídy významu a součinitele významu stavby | 23 |
| Tabulka 3 | Typy základových půd | 24 |
| Tabulka 4 | Vliv pravidelnosti konstrukce na seizmický výpočet a návrh | 29 |
| Tabulka 5 | Základní hodnoty součinitele duktility | 33 |
| Tabulka 6 | Hodnoty směrných normových charakteristik | 37 |
| Tabulka 7 | Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti | 38 |
| Tabulka 8 | Zatížení střešním pláštěm | 43 |
| Tabulka 9 | Zatížení podlahou | 44 |
| Tabulka 10 | Zatížení schodištěm | 44 |
| Tabulka 11 | Zatížení fasádou | 45 |
| Tabulka 12 | Zatížení atikou | 45 |
| Tabulka 13 | Zatížení příčkami | 46 |
| Tabulka 14 | Celková hodnota užitého zatížení | 46 |
| Tabulka 15 | Součinitele vnějšího tlaku pro plochou střechu | 49 |
| Tabulka 16 | Součinitele vnějšího tlaku pro stěnu | 49 |
| Tabulka 17 | Parametry přetvoření terénu | 52 |
| Tabulka 18 | Korekční součinitele | 52 |
| Tabulka 19 | Hodnoty parametrů popisující spektrum pružné odezvy typu 1 | 59 |
| Tabulka 20 | Hmotnost nosných konstrukcí jednoho podlaží | 60 |
| Tabulka 21 | Hmotnost ostatních konstrukcí jednoho podlaží | 60 |
| Tabulka 22 | Hmotnost užitého zatížení | 60 |
| Tabulka 23 | Celková hmotnost stavby | 60 |
| Tabulka 24 | Přehled zatěžovacích stavů | 65 |
| Tabulka 25 | Vnitřní síly na sloupu | 108 |

| | | |
|------------|--------------------------------|-----|
| Tabulka 26 | Cena výztuže desky D1 | 116 |
| Tabulka 27 | Cena betonu desky D1 | 116 |
| Tabulka 28 | Cena výztuže průvlaku P1 | 117 |
| Tabulka 29 | Cena betonu průvlaku P1 | 117 |
| Tabulka 30 | Cena výztuže sloupu S1 | 118 |
| Tabulka 31 | Cena betonu sloupu S1 | 118 |

15 Seznam obrázků

| | | |
|------------|--------------------------------------------------------------------|----|
| Obrázek 1 | Poddolovaná území v České republice | 13 |
| Obrázek 2 | Základní veličiny poklesové kotliny | 15 |
| Obrázek 3 | Zatížení rámové konstrukce vodorovným přetvořením terénu | 17 |
| Obrázek 4 | Vliv naklonění terénu na objekt | 18 |
| Obrázek 5 | Vliv zakřivení terénu na objekt | 18 |
| Obrázek 6 | Mapa seismických oblastí České republiky | 22 |
| Obrázek 7 | Spektrum pružné odezvy typ 1 | 25 |
| Obrázek 8 | Hodnoty poměru α_u/α_1 pro rámy a rámové náhrady | 33 |
| Obrázek 9 | Zájmová oblast | 35 |
| Obrázek 10 | Geologický profil vrtu | 36 |
| Obrázek 11 | Pohled na zájmové území | 39 |
| Obrázek 12 | Osové schéma objektu s vyznačenými ztužujícími stěnami | 40 |
| Obrázek 13 | Perspektiva výpočtového modelu | 41 |
| Obrázek 14 | Pohled na typické patro | 42 |
| Obrázek 15 | Rozdělení střechy do oblastí | 48 |
| Obrázek 16 | Rozdělení svislé stěny do oblastí | 49 |
| Obrázek 17 | Zatížení boku základu aktivním zemním tlakem | 51 |
| Obrázek 18 | Rozdělení vodorovných sil pro jednotlivá podlaží | 61 |
| Obrázek 19 | Posun náhradního prutu | 63 |
| Obrázek 20 | Umístění stropní desky v půdoryse | 70 |
| Obrázek 21 | Krytí výztuže desky | 71 |
| Obrázek 22 | Průběh dimenzačních momentů $m_y D$ na stropní desce | 72 |
| Obrázek 23 | Návrh výztuže desky | 73 |
| Obrázek 24 | Posouzení únosnosti desky | 74 |
| Obrázek 25 | Průběh posouvajících sil V_y na stropní desce | 76 |

| | | |
|------------|--------------------------------------------|-----|
| Obrázek 26 | Umístění průvlaku v půdoryse | 78 |
| Obrázek 27 | Základní rozměry stropního trámu..... | 79 |
| Obrázek 28 | Průběh momentů na průvlaku | 80 |
| Obrázek 29 | Posouzení výztuže trámu | 82 |
| Obrázek 30 | Průběh posouvajících sil na průvlaku | 90 |
| Obrázek 31 | Stanovení $V_{Ed,1}$ | 92 |
| Obrázek 32 | Posouzení třmínků | 94 |
| Obrázek 33 | Průběh krouticích momentů na průvlaku..... | 95 |
| Obrázek 34 | Dutý průřez | 96 |
| Obrázek 35 | Umístění sloupu v půdoryse | 98 |
| Obrázek 36 | Účinná délka sloupu..... | 98 |
| Obrázek 37 | Případ porušení definující bod 0 | 104 |
| Obrázek 38 | Případ porušení definující bod 1 | 105 |
| Obrázek 39 | Případ porušení definující bod 2 | 106 |
| Obrázek 40 | Případ porušení definující bod 3 | 106 |
| Obrázek 41 | Případ porušení definující bod 4 | 107 |
| Obrázek 42 | Případ porušení definující bod 43 | 107 |
| Obrázek 43 | Interakční diagram | 108 |
| Obrázek 44 | Průběh krouticích momentů na sloupu | 112 |

16 Seznam příloh

| | | |
|----|-----------------------------|-------|
| 01 | Situace | 1:500 |
| 02 | Půdorys typického patra | 1:50 |
| 03 | Výkres tvaru | 1:50 |
| 04 | Výkres výztuže – deska D1 | 1:25 |
| 05 | Výkres výztuže – průvlak P1 | 1:25 |
| 06 | Výkres výztuže – sloup S1 | 1:25 |